

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
СВОДЫ ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

КӨПІРЛЕР ЖӘНЕ ҚҰБЫРЛАР

МОСТЫ И ТРУБЫ

**ҚР ЕЖ 3.03-112-2013
СП РК 3.03-112-2013**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс,
тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын
басқару комитеті
Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и
управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «АЗДИ» ЖШС
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «АЗДИ»
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатысыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ.....	VIII
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР.....	1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР	5
4 БЕЛГІЛЕУЛЕР	8
5 ЖАЛПЫ ТАЛАПТАР	8
5.1 Көпірлер мен құбырлардың орналасуы.....	8
5.2 Конструкцияларға қойылатын негізгі талаптар.....	10
5.3 Габариттері.....	12
5.4 Көпірлер мен құбырлардың су ағынына әсерін есептеу.....	15
5.5 Көтергіш конструкцияларды және көпірлер мен құбырлардың негіздерін есептеу	18
5.6 Конструкциялардың өзгеруі, жылжуы, бойлық профилі.....	19
5.7 Темір жол көпірлеріндегі жолдардың жоғарғы құрылысы	22
5.8 Автожол және қала көпірлерінің көпір төсемі.....	23
5.9 Көпірлердің кіреберістермен түйіндесуі	26
5.10 Суды бұру	28
5.11 Эксплуатациялық жайластыру	29
6 ЖҮКТЕМЕЛЕР ЖӘНЕ ӘСЕРЛЕР.....	31
6.1 Жүктемелер және әсерлердің түрі.....	31
6.2 Тұрақты жүктемелер және әсерлер	34
6.3 Жылжымалы құрамадан және жаяу жүргіншілерден түсетін уақытша жүктемелер	36
6.4 Өзге уақытша жүктемелер және әсерлер.....	53
7 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР	62
7.1 Негізгі есептеу талаптары	62
7.2 Бетонға қойылатын талаптар	67
7.3 Арматураға қойылатын талаптар	75
7.4 Бірінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу.....	85
7.4.1 Беріктігі және орнықтылығы бойынша есептеу	85
7.4.2 Элементтің бойлық осіне дұрыс қиманың беріктігі бойынша есептеу	90
7.4.3 Иілетін темірбетон элементтерін есептеу	92
7.4.4 Орталықтан тыс сығылған бетон элементтерін есептеу	94
7.4.5 Орталықтан тыс сығылған темірбетон элементтерін есептеу	95
7.4.6 Орталықта созылған элементтерді есептеу	100
7.4.7 Орталықтан тыс созылған элементтерді есептеу.....	100
7.4.8 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың беріктігі бойынша есептеу	101
7.4.9 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың көлденең күшке әсерін есептеу	101
7.4.10 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың иілу моменттеріне әсерін есептеу	104
7.4.11 Түйісулердің жылжуын есептеу	105

7.4.12 Жергілікті сығуды (жапыруды) есептеу	106
7.4.13 Төзімділікті есептеу	107
7.5 Екінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу	110
7.5.1 Жарықшақтануға төзімділігін есептеу	110
7.5.2 Жарықшақтардың түзілуін есептеу	113
7.5.3 Жарықшақтардың ашылуын есептеу	115
7.5.4 Майысуларды және бұру бұрыштарын анықтау	119
7.6 Конструктивті талаптар	121
7.6.1 Элемент қималарының минималды өлшемдері	121
7.6.2 Кернеуленбеген арматураның ең кіші диаметрі	122
7.6.3 Бетонның қорғаныш қабаты	123
7.6.4 Арматура элементтерінің арасындағы минималды арақашықтықтар	125
7.6.5 Кернеуленбеген арматураны анкерлеу	126
7.6.6 Кернелетін арматураны анкерлеу	127
7.6.7 Элементтерді бойлық арматуралау	128
7.6.8 Элементтерді көлденең арматуралау	129
7.6.9 Арматураларды дәнекерлеп жалғау	132
7.6.10 Кернелмейтін арматураның айқасқан (дәнекерсіз) түйісулері	134
7.6.11 Құрама темірбетон конструкция элементтерінің түйісулері	134
7.6.12 Алдын ала кернелген темірбетон элементтерді конструкциялау бойынша қосымша нұсқаулар	135
7.6.13 Бекіткіш бұйымдар	136
7.6.14 Тіректерді конструкциялау	137
7.6.15 Конструкцияларды гидрооқшаулау	138
8 БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАР	139
8.1 Жалпы талаптар	139
8.2 Материалдар мен жартылай дайын өнімдер	140
8.3 Материалдар мен қосылыстардың есептік сипаттамалары	144
8.4 Болат конструкцияларды есептеу	151
8.4.1 Жалпы ережелер	151
8.4.2 Беріктігін есептеу	153
8.4.3 Болат арқандардың беріктігін және жылжығыштығын есептеу	159
8.4.4 Орнықтылығы бойынша есептеу	160
8.4.5 Қатандық қырымен бекітілмеген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығы бойынша есептеу	165
8.4.6 Қатандық қырымен бекітілген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығы бойынша есептеу	168
8.4.7 Есептеу ұзындықтары	168
8.4.8 Шыбық элементтерінің шекті иілгіштігі	174
8.4.9 Болат конструкциялардың және олардың қосылыстарының элементтерінің төзімділігін есептеу	175
8.4.10 Көтергіш элементтерді және қосылыстарды есептеу ерекшелігі	178
8.5 Конструктивтік талаптар	194

8.5.1 Жалпы ережелер.....	194
8.5.2 Конструкция элементтерінің қимасы.....	195
8.5.3 Тегіс иілетін арқалықтардың қатаңдық қыры	197
8.5.4 Алдын ала кернелген аралық құрылыстар	200
8.5.5 Дәнекерленген, фрикциялы және бұрандама қосылыстар.....	200
8.5.6 Конструкция бөлшектері.....	202
8.5.7 Тақтайшалардың және перфорирленген табақтардың конструкциясы	204
8.5.8 Бұрандамамен дәнекерленген аралық құрылыс конструкцияларының ерекшеліктері.....	205
8.5.9 Жүру бөлігінің ортотропты плита конструкциясы.....	206
8.5.10 Тірек бөліктерінің конструкциясы	206
9 БОЛАТТЕМІРБЕТОНДЫ КОНСТРУКЦИЯЛАР	207
9.1 Жалпы талаптар	207
9.2 Болаттемірбетонды конструкцияларды есептеу.....	212
9.2.1 Беріктігін есептеу.....	212
9.2.2 Төзімділігін есептеу.....	217
9.2.3 Жарықшақтануға төзімділігін есептеу.....	219
9.2.4 Темірбетон плитаны болат конструкциямен біріктіруді есептеу.....	220
9.2.5 Көлденең жүктемелер бойынша қаттылығын тексеру, құрылыстық көтеруді анықтау және есептеу	222
9.3 Конструктивтік талаптар	222
10 АҒАШ КОНСТРУКЦИЯЛАР	224
10.1 Материалдарға қойылатын талаптар	224
10.2 Материалдар мен қосылыстардың есептік сипаттамалары	225
10.3 Ағаш конструкцияларды есептеу.....	230
10.3.1 Күштер мен моменттерді анықтау	230
10.3.2 Сығылған элементтердің есептік ұзындығы және элементтердің иілгіштігі ..	231
10.3.3 Конструкция элементтерін есептеу.....	233
10.3.4 Қосылыстарды есептеу.....	236
10.4 Конструктивтік талаптар.....	238
10.4.1 Негізгі талаптар.....	238
10.4.2 Элементтердің ең кіші өлшемдері және олардың рұқсат етілген иілгіштігі ...	239
10.4.3 Түйісулер және қосылыстар	240
10.4.4 Аралық құрылыс және тірек элементтері.....	242
11 НЕГІЗДЕР ЖӘНЕ ІРГЕТАСТАР	243
11.1 Жалпы талаптар	243
11.2 Есептеулер	244
11.3 Іргетастарды құрастыру	247
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Белгілеулер	248
Б ҚОСЫМШАСЫ (міндетті) Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарындағы, ішкі шаруашылық автомобиль жолдарындағы, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы, өнеркәсіптік кәсіпорындардың ішкі автомобиль жолдарындағы, сонымен қатар қалалардағы, ауылдар	

мен ауылдық елді мекендердегі көшелер мен жолдардағы көпір құрылыстары конструкцияларының жақындау габариттері.....	259
В ҚОСЫМШАСЫ (<i>ақпараттық</i>) Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері.....	267
Г ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Топырақтың өз салмағынан көпірдің тіректеріне түсетін тең әсерлеуші нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымды анықтау әдістемесі.....	271
Д ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Құбырлардың буындарын (секцияларын) есептеу кезінде грунттың тік қысымының коэффициентін анықтау әдістемесі	274
Е ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Темір жол жылжымалы құрамнан СК түсірілетін нормативтік уақытша тік жүктеме және онымен әсер ету желісін жүктеу ережелері	275
Ж ҚОСЫМШАСЫ (<i>ақпараттық</i>) Жалғыз автомобильдерден, тұрған және қозғалып келе жатқан автомобильдер легінен АБ жүктемесінің балама жүктемесі.....	281
И ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Жағалық тіректерге (тіреулерге) темір және автомобиль жолдарының көлік құралдарынан түсірілетін грунттың көлденең (бүйірлік) қысымын анықтау әдістемесі	282
К ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Маңдай кедергісінің аэродинамикалық коэффициенті	286
Л ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Нормативтік мұз жүктемесі.....	288
М ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Арматураның бастапқы кернеуін жоғалтуы	291
Н ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Дөңгелек темірбетон құбырлардың қатты буындарының есептелуі.....	295
П ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Бетонның жылжығыштығын ескерумен майысулар мен бұру бұрыштарын есептеу үшін темірбетон элементтері қималарының қатаңдығын анықтау.....	296
Р ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Арқандардың жұмыс шарттарының коэффициенті.....	299
С ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Шыбықтар мен арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеуге арналған коэффициенттер	300
Т ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Қатаңдық қырларымен бекітілген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығын есептеу.....	304
У ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Төзімділігін есептеуге арналған коэффициенттер	314
Ф ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Жүру бөлігінің ортотропты плитаны беріктігі және орнықтылығы бойынша есептеу	322
Х ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Бетонның жылжығыштығын, дірілді жылжығыштығын және болаттемірбетон конструкцияларындағы көлденең жіктерді сығуды есептеу.....	330
Ц ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Болаттемірбетонды арқалықтардағы бетонның шөгуінен және температура әсерлерінен болатын кернеуді анықтау	334
Ш ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Күрделі әсер ету жағдайларында темірбетон	

плитаны және болат конструкцияларды біріктіру жігі бойынша қозғалту күштерін тарату	336
Щ ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Иілгіш тіреуіштермен және анкерлермен темірбетонды және болатты біріктіру беріктігін есептеу	338
Э ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Темірбетонды қысып тұратын жоғары төзімді бұрандаларды қолдану арқылы жасалған темірбетонды және болатты біріктіру беріктігін есептеу	340
Ю ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Негіз топырақтарының осьтік сығылуға кедергісін есептеу	342
Я ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Таяз салынған шартты іргетас сияқты қадалардағы немесе түсірмелі құдықтағы іргетас топырағы бойынша көтергіш қабілеттігін тексеру әдістемесі	345
1 ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Топырақтың төсеуіш қабатының көтергіш қабілеттігін тексеру әдістемесі	348
2 ҚОСЫМШАСЫ (<i>міндетті</i>) Ұстын негізіне көпір алдындағы үйіндінің жанасу бөлігінің салмағынан түсетін қосымша қысымды анықтау әдістемесі	350
3 ҚОСЫМШАСЫ (<i>ақпараттық</i>) Темірбетон элементтерінің дөңгелек қималарының орталықтан тыс сығылу беріктігін есептеу	352
Библиография	354

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы «Темір жол көлігінің инфрақұрылымының қауіпсіздігі туралы» және «Автомобиль жолдарының қауіпсіздігі» техникалық регламенттері ережелерінің, «Ғимараттар мен құрылыстардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігі туралы» техникалық регламентінің, Қазақстан Республикасының және техникалық дамыған елдердің қолданыстағы нормативтік-техникалық құжаттарының негізінде әзірленеді.

Осы ережелер жинағы өзін тәжірибеде дәлелдеген, қажетті толықтығымен ресми танылған ретінде ережелер, есептеу әдістері, сонымен қатар жобалау, құрылыс және реконструкциялау объектінің параметрлерін құрайды, олар мемлекеттік нормативтердің міндетті талабын сақтауды қамтамасыз етуге мүмкіндік береді және қоғамның қажеттілігін қанағаттандыруға көмектеседі.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
КӨПІРЛЕР ЖӘНЕ ҚҰБЫРЛАР

МОСТЫ И ТРУБЫ

Енгізілген күні – 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

Осы ережелер жинағы:

- автомобиль жолдарындағы, соның ішінде ауыл шаруашылығы және өнеркәсіптік кәсіпорындардың ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы, елді мекендердің көшелері мен жолдарындағы;

- жолаушы пойыздарының 200 км/сағ жылдамдықпен қозғалуы кезінде табан аралығы 1520 мм түріндегі темір жолдардағы, метрополитен және трамвай тораптарындағы;

- көлік құралдарының – автомобильдер мен темір жол пойыздарының, трамвайлар мен метрополитен жолының бірлескен қозғалыстарына арналған жолдарда;

- жаяу жүргінші жолдарындағы жаңа және реконструкцияланатын тұрақты көпір құрылыстары мен құбырларға таралады.

Осы нормалар:

- көпірлердің ажыратылған аралықтарындағы механизмдерге;

- ағаш дайындау және орман шаруашылығы ұйымдарының жалпы қолданыстағы жол өтпелеріне және су жолдарына шықпайтын ішкі автомобиль жолдарындағы көпірлері мен құбырларын;

- галереяларды, селдерді өткізу конструкцияларын, қызметтік эстакадаларды;

- көлік құралдары мен жаяу жүргіншілерді өткізуге арналмаған байланыстыру көпірлерін жобалауға таралмайды.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағын қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет:

ҚР ҚН 3.03-12-2013 Көпірлер және құбырлар.

ҚР ҚН 5.04-01-2002 Болат конструкцияларды зауытта жасау кезінде механикаландырылған және қолмен дәнекерлеу технологияларын қолдану жөніндегі нұсқаулық.

ҚР ҚНЖЕ 2.03-30-2006 Сейсмикалық аудандардағы құрылыс.

ҚР ҚНЖЕ 2.04-01-2001 Құрылыс климатологиясы.

ҚР ҚНЖЕ 3.03-01-2001 Табан аралығы 1520 мм темір жолдар.

Ресми басылым

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

ҚР ҚНжЕ 5.04-18-2002 Металл конструкциялар. Жұмыстарды жүргізу және қабылдау ережелері.

ҚР ҚНжЕ 5.04-23-2002 Болат конструкциялар. Жобалау нормалары.

ҚНжЕ 2.01.07-85* Жүктемелер мен әсерлер.

ҚНжЕ 2.03-01-84* Бетон және темірбетон конструкциялар.

ҚНжЕ 2.05.11-83 Ұжымшарлардағы, кеңшарлардағы және өзге ауыл шаруашылығы кәсіпорындары мен ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жүргізу автомобиль жолдары.

ҚНжЕ 2.06.04-82* Гидротехникалық құрылыстарға түсетін жүктемелер мен әсерлер (толқын, мұз және кемелер әсерінен).

ҚНжЕ II-7-81* Сейсмикалық аудандардағы құрылыс.

ҚНжЕ II-25-80 Ағаш конструкциялар.

ҚР ҚБҚ 1.02-04-2013 Аумақтың құрылысын жүргізу және қала құрылысын жоспарлау объектілерін жауапкершілік деңгейлеріне жіктеу.

ҚР ЕЖ 2.01-101-2013 Құрылыс конструкцияларын тот басудан қорғау.

ҚР ЕЖ 3.01-101-2013 Қала құрылысы. Қалалық және ауылдық елді мекендерді жоспарлау және құрылысын салу.

ҚР ЕЖ 3.03-122-2013 Өнеркәсіптік көлік.

ҚР ЕЖ 3.03-101-2013 Автомобиль жолдары.

ҚР ЕЖ 5.01-101-2013 Жер имараттары, іргелер мен іргетастар.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013 Ғимараттар мен имараттардың іргелері.

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013 Қадалық іргетастар.

ҚР ЕЖ 5.03-107-2013 Күш түсетін және қоршау конструкциялары.

ҚР СТ 1379-2005 Автомобиль жолдарындағы көпір құрылыстары мен су жіберу құбырлары. Конструкцияларды жақын орналастыру габариттері.

ҚР СТ 1380-2005 Автомобиль жолдарындағы көпір құрылыстары мен су жіберу құбырлары. Жүктемелер мен әсерлер.

ҚР СТ 1412-2010 Жол қозғалысын ұйымдастырудың техникалық құралдары. Жол белгілерін, таңбаларды, бағдаршамдарды, жол қоршаулары мен бағыттау құрылғыларын қолдану ережелері.

ҚР СТ 2068-2010 Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдары. Орналастыру элементтері. Жалпы талаптар.

ҚР СТ МСТ Р 52606-2010 Жол қозғалысын ұйымдастырудың техникалық құралдары. Жол қоршауларын жіктеу.

ҚР СТ МСТ Р 52607-2006 Жол қозғалысын ұйымдастырудың техникалық құралдары. Автомобильдерге арналған бүйірлік тіреу түріндегі жол қоршаулары. Жалпы техникалық талаптар.

МСП 3.04-101-2005 Негізгі есептік гидравликалық сипаттамаларды анықтау.

МСТ 9.401–91* Коррозия мен қартаюдан бірыңғай қорғаныс жүйесі. Лакпен боялған беттер. Климат факторларының әсеріне төзімділікті жылдам сынаудың жалпы талаптары мен әдістері.

МСТ 380–2005 Әдеттегі сапалы көміртекті болат. Таңбалары.

МСТ 535–2005 Әдеттегі сапалы көміртекті болаттан дайындалған сұрыпты және қалыпқа келтірілген прокат. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 977–88 Болат құймалар. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 1050–88* Сұрыпты, калибрленген, беті көміртекті сапалы конструкциялық болатпен арнайы өңделген прокат. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 1759.4-87 Бұрандамалар, бұрамалар және түйреуіштер. Механикалық сипаттары және сынау әдістері.

МСТ 1759.5-87 Сомындар. Механикалық сипаттары және сынау әдістері.

МСТ 2695–83* Жапырақты түрлердің кесілген ағаш материалдары. Техникалық шарттар.

МСТ 2770–74* Ағашқа сіңдіруге арналған таскөмір майлар. Техникалық шарттар.

МСТ 3064–80 ТК конструкциясы түріндегі бір рет өрілген арқан $1 \times 37 (1+6+12+18)$. Сұрыпталымы.

МСТ 3067–88* ТК конструкциясы түріндегі екі рет өрілген арқан $6 \times 19 (1+6+12) + 1 \times 19 (1+6+12)$. Сұрыпталымы.

МСТ 3068–88 ТК конструкциясы типіндегі екі рет өрілген болат арқан $6 \times 37 (1+6+12+18) + 1 \times 37 (1+6+12+18)$. Сұрыпталымы.

МСТ 3090–73* Болат арқандар. Сым конструкциясының бір қабатынан және ТК түріндегі біліктен тұратын күш түсірілетін жабық арқан. Сұрыпталымы.

МСТ 4028–63* Құрылыс шегелері. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 4543–71* Қосындыланған конструкциялық болаттан дайындалған прокат. Техникалық шарттар.

МСТ 4784–97* Алюминий және деформациялық алюминий қорытпалары. Таңбалары.

МСТ 5632–72* Жақсы қосындыланған болаттар және коррозияға төзімді, қызуға төзімді және қызуға берік қорытпалар. Таңбалары.

МСТ 5781–82* Темірбетон конструкцияларды арматуралауға арналған ыстықтай жаймаланған болат. Техникалық шарттар.

МСТ 5915-70 В дәлділік класындағы алты қырлы сомындар. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 6713–91 Көпір құрылысына арналған нашар қосындыланған конструкциялық прокат.

МСТ 7348–81* Алдын ала күш түсірілген темірбетон конструкцияларын арматуралауға арналған көміртекті болаттан дайындалған сым.

МСТ 7675–73* Болат арқандар. Сына тәрізді сымның бір қабатынан және Z-тәрізді сымның бір қабатынан және ТК түріндегі біліктен тұратын күш түсірілетін жабық арқан. Сұрыпталымы.

МСТ 7676–73* Болат арқандар. Сына тәрізді сымның екі қабатынан және Z-тәрізді сымның бір қабатынан және ТК түріндегі біліктен тұратын күш түсірілетін жабық арқан. Сұрыпталымы.

МСТ 7798-70 В дәлділік класындағы алты қырлы ұштығы бар бұрандамалар. Конструкциялары және өлшемдері.

МСТ 8479–70* Конструкциялық көміртекті және қосындыланған болаттан дайындалған соғылмалар. Жалпы техникалық талаптар.

МСТ 8486–86 Қылқан жапырақты түрлердің кесілген ағаш дайындамалары. Техникалық шарттар.

МСТ 8509-93 Ыстықтай жаймаланған тең сөрелі болат бұрыштар. Сұрыпталымы.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

МСТ 8510-86 Ыстықтай жаймаланған тең сөрелі емес болат бұрыштар. Сұрыпталымы.

МСТ 9128–2009 Жолға, аэродром жолдарына арналған асфальтбетон қоспалар және асфальтбетон. Техникалық шарттар.

МСТ 9238–83 Құрылыстар мен табан аралығы 1520 (1524) мм темір жолдардың жылжымалы құрамасын жақын орналастыру габариттері.

МСТ 9462–88* Жапырақты түрлердің дөңгелек кесілген ағаш материалдары. Техникалық шарттар.

МСТ 9463–88 Қылқан жапырақты түрлердің дөңгелек кесілген ағаш материалдары. Техникалық шарттар.

МСТ 9467–75* Конструкциялық және жылуға төзімді болаттарды қолмен имектеп дәнекерлеуге арналған қапталған металл электродтар. Типтері.

МСТ 10060.0–95 Бетондар. Аязға төзімділікті анықтау әдістері. Жалпы талаптар.

МСТ 10060.2–95 Бетондар. Бірнеше мәрте қатыру және жібіту кезінде аязға төзімділікті анықтаудың жедел әдістері.

МСТ 10180-2012 Бетондар. Бақылау үлгілері бойынша беріктікті анықтау әдістері.

МСТ 10605-94 В дәлділік класындағы, бұрандасының диаметрі 48 мм жоғары алты қырлы сомындар. Техникалық шарттар.

МСТ 10884–94 Темірбетон конструкцияларға арналған термомеханикалық орнықтырылған арматура болаты. Техникалық шарттар.

МСТ 10922–90 Дәнекерленген арматуралы және төселмелі бұйымдар, темірбетон конструкциялардың төселмелі бұйымдары мен арматуралардың дәнекерленген байланыстары. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 13726–97* Алюминийден және алюминий қорытпаларынан дайындалған таспалар. Техникалық шарттар.

МСТ 13840–68* Арматуралы болат арқандар 1×7. Техникалық шарттар.

МСТ 14098–91 Темірбетон конструкциялардың төселмелі бұйымдары мен арматуралардың дәнекерленген байланыстары. Типтері, конструкциялары және өлшемдері.

МСТ 14637–89* Әдеттегі сапалы көміртекті болаттан дайындалған қалың табакты прокат. Техникалық шарттар.

МСТ 16483.10–73* Ағаш. Талшықтардың бойымен қысу кезінде беріктік шегін анықтау әдістері.

МСТ 19281–89* Беріктігі жоғары болаттан дайындалған прокат. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 21437–95 Мырышпен қапталған үйкелуге қарсы қорытпалар. Таңбалары, техникалық талаптар және сынау әдістері.

МСТ 21631–76* Алюминийден және алюминий қорытпаларынан дайындалған табактар. Техникалық шарттар.

МСТ 22353-77 В дәлділік класындағы беріктігі жоғары бұрандамалар. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 22354-77 В дәлділік класындағы беріктігі жоғары сомындар. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 22355-77 Беріктігі жоғары бұрандамаларға арналған С дәлділік класындағы тығырықтар. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 22356-77 Беріктігі жоғары бұрандамалар мен сомындар және тығырықтар. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 23279–85 Темірбетон конструкциялар мен бұйымдарға арналған дәнекерленген арматуралы торлар. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 23961–80 Метрополитендер. Құрылыстарды, жабдықты және жылжымалы құраманы жақын орналастыру габариттері.

МСТ 24379.0-80* Іргетасқа арналған бұрандамалар. Жалпы техникалық шарттар.

МСТ 24379.1-80 Іргетасқа арналған бұрандамалар. Конструкциясы және өлшемдері.

МСТ 25100–95 Топырақтар. Жіктелуі.

МСТ 26607–85 Құрылыстағы геометриялық параметрлердің дәлдігін қамтамасыз ету жүйелері. Функционалдық шектер.

МСТ 26633–91 Ауыр және ұсақ түйірлі бетондар. Техникалық шарттар.

МСТ 26775–97 Ішкі су жолдарындағы көпірлердің кеме жүретін аралықтарының көпір асты габариттері. Нормалар және техникалық талаптар.

МСТ 26804–86 Кедергі түріндегі металл жол қоршаулары. Техникалық шарттар.

МСТ 27751–88* Құрылыс конструкциялары мен негіздерінің сенімділігі. Есептеуге қатысты негізгі ережелер.

МСТ 28450-90 Көпірге арналған ағаш қырлы бөренелер. Техникалық шарттар.

МСТ 30244–94 Құрылыс материалдары. Жанғыштығын сынау әдістері.

МСТ 30247.0–94 Құрылыс конструкциялары. Отқа төзімділігін сынау әдістері. Жалпы талаптар.

МСТ 30247.1–94 Құрылыс конструкциялары. Отқа төзімділігін сынау әдістері. Күш түсірілетін және қоршау конструкциялары.

МСТ 31015–2002 Асфальтбетон қоспалары және қиыршық тасты-шайырлы асфальтбетон. Техникалық шарттар.

ЕСКЕРТПЕ Осы мемлекеттік нормативті қолдану кезінде ағымдағы жылдағы мәліметтер бойынша жыл сайын басып шығарылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында әрекет ететін сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік-құқықтық және нормативтік-техникалық актілер тізімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттарының көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша сілтемелік нормативтік құжаттардың әрекетін тексеру ойға қонымды болып табылады. Егер сілтемелік құжат алмастырылса (өзгертілсе), онда осы нормативті қолдану кезінде алмастырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алған жөн. Егер сілтемелік құжат өзгертілмей алынып тасталған болса, онда құжатқа сілтеме берілген ереже берілген сілтемені ескерместен қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы ережелер жинағында тиісті анықтамалары берілген келесі терминдер қолданылады:

3.1 Бетон конструкциялар: Арматурасыз немесе нашар (конструктивті) арматураланған бетоннан дайындалған ғимараттар мен құрылыстардың элементтері.

3.2 Су жіберу құбыры: Су ағынын жүріс бөлігі деңгейінен төмен жол арқылы өткізуге арналған дөңгелек, доға немесе тік бұрышты қималы құрылыс.

3.3 Шыдамдылық: Материалдар мен конструкциялардың қайталанатын (циклдік) жүктемелердің әрекетіне қарсыласу қабілеті.

3.4 Көпір габариті: Жүріс бөлігінің, қауіпсіздік сызықтарының, бөлу сызығы мен тротуарлардың енін қамтитын көпірдің жүріс бөлігіне перпендикуляр қашықтық.

3.5 Конструкцияларды жақын орналастыру габариті: Ішіне конструкция (көпір, тоннель және т.с.с.) элементтерін немесе оларда (олардың ішінде) орналасқан құрылғы элементтерін кіргізуге болмайтын жолдың немесе көпір құрылысының бойлық осіне перпендикуляр еркін аралықтың шектік көрінісі.

3.6 Гидрооқшаулағыш: көтергіш конструкцияларды беттік және жер асты сулардың әсерінен қорғайтын конструктивтік элемент.

3.7 Құрылыстың жүк көтергіштігі: Конструкцияның күш түсіру қабілеті төтеп беретін берілген құрылымның эксплуатациялық жүктемесінің ең жоғарғы класына сәйкес келетін шама.

3.8 Ағаш конструкциялар: Толық немесе басым түрде ағаштан дайындалған конструкциялар (арқалықтар, фермалар, жақтаулар және т.б.). Ағаш конструкциялардың элементтері бір бірімен шаппалармен, буаттармен, нагельдермен, бұрандалармен, металл бекіткіштермен қысу, сонымен қатар жапсыру арқылы байланыстырылады.

3.9 Диафрагма: Орнықтылықты қамтамасыз ету және уақытша жүктемеден келетін күшті бөлу мақсатында орнатылатын аралық құрылыстың біріктірілетін элементтерінің бірыңғай осіне перпендикуляр немесе бұрыш бойымен орналастырылған табақ (болат көпірлерде) немесе қабырға.

3.10 Темірбетон конструкциялар: Бірлесіп жұмыс істейтін болат арматуралы қаңқадан және бетоннан дайындалған монолитті немесе құрама конструкциялар.

3.11 Қаттылық: Материалдардың, элементтердің, конструкциялар мен олардың байланыстарының деформациялардың түзілуіне қарсыласу қабілеті.

3.12 Қорғаныс қабаты: Зақымданулардан сақтандыру мақсатында гидрооқшаулағышқа төселетін әртүрлі материалдардан (цементбетон, асфальтбетон және т.б.) дайындалатын жүріс беті қабатының элементі.

3.13 Әсер ету сызықтары: Ординаталары жылжытылатын күштің қалпына тәуелді ретте жүйенің берілген нүктесіндегі күштердің немесе жылжулардың мәндерін көрсететін график.

3.14 Бетонның аязға төзімділігі: Бірнеше мәрте алма-кезек қатыру және жібіту кезінде бетонның физика-механикалық сипаттарын сақтау қабілеті.

3.15 Көпір беті: Көлік құралдары мен жаяу жүргіншілердің қозғалу қауіпсіздігінің нормативтік шарттарын қамтамасыз етуге, сонымен қатар көпір бетінің жабынынан және оған келу орындарының байланыстарынан суды кетіруге арналған, аралық құрылыста орналасқан барлық элементтердің жиынтығы. Жүріс бетінің қабатынан, тротуарлардан, қоршау құрылғыларынан, су бұру құрылғысынан, жылыту және жарықтандыру құралдарынан, деформациялық жіктер мен көпірдің оған келу орнымен байланысу жіктерінен тұрады.

3.16 Көпір құрылыстары: Жолды, арнаны немесе құбырды табиғи немесе жасанды кедергіден (көпір, өткізу құбыры, эстакада, виадук, сужетек, галерея) өткізуге арналған жасанды құрылыс.

3.17 Қоршау: Көлік құралдарының көпір шектерінен шығып кетуін болдырмауға және қоршаумен соқтығысу кезінде қозғалыс траекториясын түзеуге арналған жүріс бөлігінің шеттеріне орнатылатын көпір бетінің конструктивтік элементі.

3.18 Тіреу: Аралық құрылыстарды қолдап отыратын және олардағы жүктемелерді негізге беретін көпір құрылысының күш түсірілетін элементі.

3.19 Тіреу бөлігі: Аралық құрылыстың тірек қысымдарын тіреулерге жіберетін және аралық құрылыстың бұрыштық және сызықтық немесе тек сызықтық қозғалыстарын қамтамасыз ететін көпір элементі.

3.20 Қауіпсіздік сызығы: Жүріс бөлігінің шеті және қоршау немесе автомобиль дөңгелегін кері қайтару құралы арасында орналасқан және олардың есептік жылдамдықпен қауіпсіз қозғалысын қамтамасыз етуге арналған сызық.

3.21 Жүріс бөлігі: Ені қозғалыс сызықтарының ендерінің қосындысына тең, көлік құралдарының көпір арқылы қозғалуына арналған сызық.

3.22 Аралық құрылыс: Көпір беті элементтерінен, көлік құралдарынан және жаяу жүргіншілерден түсетін жүктемені қабылдайтын және оны тіреулерге тарататын көпір құрылысының барлық немесе оның екі немесе бірнеше тіреулері арасындағы кеңістігін жауып тұратын көтергіш конструкциясы.

3.23 Беріктік: Материалдардың, элементтердің, конструкциялар мен олардың байланыстарының сыртқы күштердің әсерінен туындайтын ішкі қысымдарының әрекетінен орын алатын бүлінуге қарсыласу қабілеті.

3.24 Жол өтпесі: Автомобиль немесе темір жол не болмаса көше арқылы өтетін көпір құрылысы.

3.25 Ростверк: Әдетте темірбетон аркалық немесе бағаналарды біртұтас қылып біріктіретін тақта түрінде келетін бағаналы іргетастың жоғарғы бөлігінің конструкциясы. Жүктемелерді бағаналарға бірқалыпты бөлу қызметін атқарады.

3.26 Бағана: Көтеру қабілетін арттыру үшін әлсіз негізге қадалатын немесе батырылатын күш түсірілетін элемент.

3.27 Сейсмикалық төзімділік: Ғимараттар мен құрылыстардың эксплуатациялық сапаларды жоғалтпастан сейсмикалық әсерлерге қарсы тұру қабілеті.

3.28 Болат конструкциялар: Элементтері болаттан дайындалған және дәнекермен, қапсырмалармен немесе бұрандалармен байланыстырылған конструкция ғимараттары мен құрылыстары.

3.29 Құрылыстағы дөңес: Аралық құрылыстың немесе оның конструктивтік элементтерінің (негізгі және бойлық аркалықтар) көлік құралдарының бірқалыпты жүрісін қамтамасыз ету мақсатында уақыт жүктемесінің тұрақты және уақыт мезетіндегі иілуіне қарама-қарсы нысандағы иілу түрі.

3.30 Жарыққа төзімділік: Материалдардың, элементтердің, конструкциялар мен олардың байланыстарының оларға әсер ететін жүктемелерді жарықтар түзбестен қабылдау қабілеті.

3.31 Көпір тротуары: Жаяу жүргіншілердің жүруіне арналған көпір бетінің бір бөлігі.

3.32 Төзімділік: Материалдардың, элементтердің, конструкциялар мен олардың байланыстарының конструкцияны пайдалануға жарамсыз ететін немесе оның бүлінуіне әкеп соқтыратын қалдық деформациялардың орын алу мүмкіндігін болдырмай пішінін сақтау қабілеті.

3.33 Суыққа төзімділік: Материалдардың, элементтердің, конструкциялар мен олардың байланыстарының қоршаған ортаның төменгі температураларында морт бүлінулерге төтеп беру қабілеті.

4 БЕЛГІЛЕУЛЕР

Осы нормативтік құжатта қабылданған белгілеулер А қосымшасында келтірілген.

5 ЖАЛПЫ ТАЛАПТАР

5.1 Көпірлер мен құбырлардың орналасуы

5.1.1 Жоспар мен профильде құрылыстың орналасу орнын, өту жолын таңдау көпірлерді аралықтарға бөлу әрекеттерін жолды тарту шарттарын, қабылданған қала құрылысы-жоспарлау шешімдерін, әртүрлі нұсқалардың құрылыстық және эксплуатациялық көрсеткіштерін, сонымен қатар қауіпті геологиялық процестерді, арналық, гидрогеологиялық, экологиялық, ландшафтық және өзге тиісті жол (торап) бөлігінің техникалық-экономикалық және эксплуатациялық көрсеткіштеріне әсер ететін жергілікті жағдайларды ескере отырып жүргізу керек.

Кеме жүретін өзендер арқылы көпір өткелінің орналасу орнын таңдау кезінде мүмкін болғанынша:

- көпірді тұрақты арналы тік сызықты бөлікте су ағынына перпендикуляр (10° аспайтын көлбеулікпен), кең емес (аз су басқан) алқап бойымен, қайраңдардан кеме немесе салдың есептік құрамының 1,5 ұзындығынан кем емес қашықтықта алшақ орналастыру керек;

- кеме жүретін аралықтардың ортасын көпірдің есептік қызмет ету мерзімінде аңғардың мүмкін болатын қайта құрылымдануы мен жылжуын ескере отырып тиісті кеме жолының осімен байланыстыру керек;

- кеме жүрісі осінің, кеменің жүретін аралықтарының тарапына қаратылған су ағыны мен тіреу жазықтықтарының өзара параллель орналасуын қамтамасыз ету керек;

- кеме жүрісінің параллель сызықтан және өзен ағысының бағытынан ауытқу көрсеткішін 10° аспайтындай етіп қабылдау керек;

- есептік кеме жүрісі деңгейіне қатысты алғанда, көпір өткелін салудан туындаған арнадағы су ағыны жылдамдығының табиғи жағдайларда су ағының 2 м/с болуы кезінде 20 % жоғары, 2,4 м/с асатын жылдамдық кезінде 10 % жоғары көрсеткішке артуын болдырмау қажет (табиғи жағдайларда су ағыны жылдамдығының 2 м/с артық болуы жағдайында, 2,4 м/с шамасына дейін орташа жылдамдықтың рұқсат етілетін ұлғаю пайызын интерполяция бойынша анықтау керек);

- тасқынның ең жоғарғы көрсеткішінің максималды шығындалуы жағдайында, көпірдің көлденең тіреулерінің қимасын бату шегінен су деңгейі белгісіне дейін (тасқын пен толқынның әсерін ескере отырып) сүйір түрінде қарастыру керек.

5.1.2 Рельс жолы балластта орнатылатын темір жол көпірлерін, шағын және орташа автожол және қала көпірлерін, сонымен қатар құбырларды жол (көше) бөліктерінде жобаланатын жол (көше) үшін қабылданған кез келген профиль және жоспар негізінде орналастыруға болады.

Жүріс бөлігі балластсыз темір жол көпірлерін жолдың тік бөліктеріне, көлденең алаңдарға немесе 4 % аспайтын көлбеулерде орналастыру керек. Мұндай көпірлерді 4 % асатын көлбеулерге, ал кәсіпорындардағы темір жолдарда – қисықтарда орналастыруға мұның техникалық-экономикалық негізделуі жағдайында ғана жол беріледі.

Ірі көпірлердің жүріс бөлігінің бойлық көлбеулігін келесі шамалардан аспайтындай етіп қабылдау ұсынылады, %:

- 30 — автожол көпірлері үшін;
- 40 — қала көпірлері үшін;
- 20 — ағаш төсемді барлық көпірлер үшін.

Арнайы негіздеу жағдайында қалалардағы көлік жолайрықтары шегінде бойлық көлбеулікті арттыруға болады, бірақ бұл 80 % аспауы тиіс.

Көпір құрылысын 80 % асатын көлбеулерде орналастыру жағдайында жүріс бөлігіне бұдырлық көрсеткіші жоғары жабын және ұстау қабілеті жоғары қоршаулар қолдану керек.

ЕСКЕРТПЕ Бұл жерде және келесіде мынадай мәндер қабылданған: шағын көпірлер — ұзындығы – қоса алғанда 25 м, орташа көпірлер — ұзындығы – қоса алғанда 25 м бастап 100 м дейін, ірі көпірлер — ұзындығы 100 м артық. Ұзындығы 100 м кем, бірақ аралығы 60 артық автожол көпірлері, соның ішінде қала көпірлері де ірі көпірлерге жатқызылады.

5.1.3 Құбыр жабыны бөлімдерінің немесе плиталарының үстіндегі (жаяу жүргінші тоннельдерін қоса алғанда), сонымен қатар көпір күмбездерінің үстіндегі үйіндінің қалыңдығын 1- кестеде көрсетілген мәндерден кем болмайтындай қабылдау керек.

1 - кесте – Үйіндінің қалыңдығы

Жолдар	Үйіндінің қалыңдығы*, м		
	темірбетон құбырлардың үстінде	гофрленген металл құбырлардың үстінде	көпір күмбездерінің үстінде
Темір жолдар:			
жалпы торап темір жолдары және кәсіпорындардың кіреберіс жолдарындағы темір жолдар;	1,0	1,2	0,7
кәсіпорындардың ішкі жолдары.	0,4	1,0	0,7
Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдары, қалалардағы, ауылдар мен ауылдық елді мекендердегі жолдар мен көшелер, сонымен қатар өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдары.	0,5	0,5**	0,5

1 - кесте – Үйіндінің қалыңдығы (жалғасы)

Жолдар	Үйіндінің қалыңдығы*, м		
	темірбетон құбырлардың үстінде	гофрленген металл құбырлардың үстінде	көпір күмбездерінің үстінде
Ауыл шаруашылығы кәсіпорындары мен ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жүргізу автомобиль жолдары, жергілікті маңызы бар жолдар.	0,2***	—	—

* Темір жолдарда құбыр бөлімінің жоғарғы бөлігінен (жабын плиталары) немесе күмбездің жоғарғы нүктесінен рельстің табанына дейін және автомобиль жолдарында жол төсемі конструкциясының төменгі бөлігіне дейін есептегенде.
 ** Бірақ құбыр бөлімінің жоғарғы бөлігінен жол жабынының бетіне жейін 0,8 м кем емес.
 *** Бірақ жер төсемі жиегінің деңгейіне дейін 0,5 м кем емес.
 ЕСКЕРТПЕ Темір жол станциялары шегінде орналасқан темірбетон құбырлар мен жаяу жүргінші тоннельдерінің үстіндегі үйінді қалыңдығын 1,0 м кем етіп қабылдауға жол беріледі.
 Көшелер мен автомобиль жолдарында арнайы негізделуі жағдайында құбырлар мен жабық науалардың үстіндегі үйіндінің қалыңдығын 0,5 м кем етіп қабылдауға жол беріледі. Үйінді қалыңдығын кеміту кезінде барлық жағдайда 6.3.1.2-де көрсетілген уақытша жүктемелердің динамикалық әсерін есептеу нұсқаулары орындалуы тиіс.

5.2 Конструкцияларға қойылатын негізгі талаптар

5.2.1 Деформациялық құрылғылардың (тіреуіш бөліктер, топсалар, деформациялық жіктер, теңестіру құралдары, маусымдық теңестіру рельстері) конструкциялары және олардың орналасу орындары құрылыстың жекелеген бөліктерінің (элементтерінің) қарастырылатын өзара жылжуының (сызықтық, бұрыштық) қажетті еркіндігін қамтамасыз етуі тиіс.

Жоба құжаттамасында құрылыстың дайындық деңгейін және конструкцияның тұйықталуы уақытындағы ауа температурасын (конструкцияның) ескере отырып, 6.4.4 талаптарына сәйкес деформациялық құрылғыларды орнату нұсқаулары қамтылуы тиіс.

5.2.2 Көпір өткелдерінде ағын бағытын реттеу және шайындыларды (жырындыларды) болдырмау қажеттілігі жағдайында ағысты бағыттаушы және жағалауды күшейтуші құрылыстар қарастыру керек.

Жайылма су шығынының есептік шығынның кем дегенде 15 %-ын құрауы және шайылуға дейін көпір астындағы су ағынының орташа есептік жылдамдығының 1 м/с артық болуы жағдайында, сонымен қатар өткелдің тиісті орналасу ерекшеліктеріне (сығылысқан ағыстарда, бөгелген ағындарда орналасуы және т.с.с.) байланысты ағысты бағыттаушы бөгеттер қарастыру керек.

Гидравликалық есептеулер негізінде құбырлар мен көпірлер орналастыру кезінде өзен арналарын тереңдету, тиісті жоспарлау және нығайту, қоқыстардың жиналуын болдырмайтын құрылғылар, сонымен қатар кіру және шығу орындарында ағып жатқан судың жылдамдығын баяулату құрылғыларын қарастыру керек.

5.2.3 Құбырлардың саңылауларына (және көрінетін биіктігіне) әдетте келесідей шамалар тағайындау керек, м, кем емес:

- 1,0 — құбыр ұзындығының (немесе станциялардың жоларалық бөлігіндегі қарау құдықтары арасындағы қашықтықтың) 20 м дейін болуы кезінде;

- 1,25 — құбыр ұзындығының 20 м немесе одан артық болуы жағдайында.

II санаттан төмен автомобиль жолдарында құбырлардың саңылауларын келесідей етіп қабылдауға жол беріледі, м:

- 1,0 — құбыр ұзындығының 30 м дейін болуы кезінде;

- 0,75 — құбыр ұзындығының 15 м дейін болуы кезінде;

- 0,5 — жылдам ағынды құбыр шегінде тиісті құрылғының аузында (10 % және одан жоғары көлбеулікпен) және кірістегі қоршауларда.

Негізделген жағдайларда жергілікті маңызы бар көшелер мен жолдарда, сонымен қатар суармалы егін шаруашылығы аудандарында, ауылдарда және ауылдық елді мекендерде II-с санатынан төмен автомобиль жолдары үшін, тиісті құбыр ұзындығының 15 м дейін болуы жағдайында 0,5 м саңылауы бар құбырлар қолдануға, құбыр шегінде жылдам ағыстар (10 % және одан жоғары көлбеулікпен) және кіру орындарында қоршаулар қарастыруға жол беріледі.

Ішкі шаруашылық жүргізу автомобиль жолдарында құбыр ұзындығының 10 м және одан төмен болуы жағдайында құбырлардың саңылауларын 0,5 м етіп қабылдауға жол беріледі.

Ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы минус 40 °С-тан төмен аудандарда (ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 бойынша қамтамасыз етілуі 0,92) жалпы торап темір жолдары мен жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарындағы құбырлардың саңылауына құбыр ұзындығына тәуелсіз, кем дегенде 1,5 м көрсеткішін тағайындау керек.

Құбырлар мен шағын көпірлердің саңылауларын оларды жаяу жүргінші өткелдері, мал айдап өту орындары түрінде қолдану және ауыл шаруашылығы машиналарын өткізу мақсатында тиісті габариттерді қамтамасыз ету арқылы үлкейтуге жол беріледі.

5.2.4 Су жіберу құбырлары үшін, әдетте су арынынсыз жұмыс істеу режимін қарастыру керек. Жалпы торап темір жолдарында орналасқан су жіберу құбырларында тек асқан су шығынын, ал қалған барлық жолдарда 5.4.1 көрсетілген есептік су шығынын өткізу үшін жартылай арынды және арынды жұмыс режимдерін қарастыруға жол беріледі. Бұл ретте, ауыздықтар мен бөлімдердің үстіне іргетастар, қажеттілік жағдайында – сүзгілеуге қарсы экрандар қарастыру керек. Арынды режим жағдайында арнайы кіріс ауыздықтар қарастыру және іргетастардың бөлімдері мен бөліктерінің шеткі жақтары арасындағы тігістердің су өткізбеуін, арнаның сенімді бекітілуін, үйіндінің су арыны мен судың сүзгіленуіне қарсы орнықтылығын қамтамасыз ету керек.

Құбырлардың жартасты жерлерде орналасу жағдайларын қоспағанда, ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы минус 40 °С-тан төмен аудандарда орналасқан құбырлар үшін жартылай арынды және арынды жұмыс режимін қарастыруға жол берілмейді.

5.2.5 Су жіберу құбырларында, әдетте пішіні мен өлшемдері есептеулерде қабылданған судың ағу жағдайларын және құбырды қоршап жатқан үйіндінің орнықтылығын қамтамасыз ететін кіріс және шығыс ауыздықтар қарастыру керек.

Гофрленген металл құбырларды ауыздықтарсыз жобалауға жол беріледі. Бұл ретте, кесілмейтін құбырдың төменгі бөлігі үйіндіден оның табаны деңгейінен кем дегенде 0,2 м, ал ұшы кесілген құбыр қимасы үйінді бойынан кем дегенде 0,5 м шығып тұруы тиіс.

5.2.6 Мұз кету және сең жүру мүмкіндігі бар болған жағдайда, сонымен қатар, әдетте тасқындардың пайда болуы және қызылсу мұздарының түзілуі ықтималдығы бар орындарда құбырлар қолдануға жол берілмейді.

Қызылсу мұздары пайда болуы мүмкін орындарда бірыңғай жағдай түрінде қызылсу мұздарына қарсы әдеттегі құрылыстармен бірге тік бұрышты темірбетон құбырларын (ені кем дегенде 3 м және биіктігі кем дегенде 2 м) қолдануға жол беріледі.

Тасқын ағындарын өткізу үшін кем дегенде 4 м саңылаулары бар бір аралықты көпірлер немесе ағыны минималды сығылған тасқын өткізгіштер қарастыру керек.

5.2.7 Қайта жобаланатын көпірлер үшін көршілес негізгі фермалар (арқалықтар) арасындағы қашықтықтарды ағымдағы қамтуды, тексеруді қамтамасыз ету талаптары негізінде тағайындау керек.

Ажыратылмалы аралық құрылыстарда (әрбір жолдың үстіне немесе көлік құралдары қозғалысының бір бағытының жүріс бөлігіне орналастырылған) аралас негізгі фермалар (арқалықтар) арасындағы қашықтыққа кем дегенде 1,0 м көрсеткішін тағайындау керек.

5.3 Габариттері

5.3.1 Жобаланатын құрылыстардың конструкцияларын жақын орналастыру габариттері:

- темір жолдарда — МСТ 9238;
- метрополитен тораптарында — МСТ 23961;
- жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарында, ауыл шаруашылығы кәсіпорындары мен ұйымдарының ішкі шаруашылық жүргізу жолдарында, өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарында, сонымен қатар елді мекендердің көшелері мен жолдарында Б қосымшасының талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

Егер келешектегі жол желісін дамыту жоспарында немесе жобалауға арналған техникалық тапсырмада жолды барынша жоғары санатқа ауыстыру қарастырылса, жобаланатын құрылыстардың конструкцияларын жақын орналастыру габариттері, сонымен қатар олардың жүк көтергіштігі санаты жоғарырақ жолдардағы құрылыстар үшін қарастырылған талаптарға сәйкес келуі тиіс.

5.3.2 Жаяу жүргінші көпірлері мен тоннель типті құрылыстардың енін алдағы уақыттағы қарбалас сәттердегі жаяу жүргіншілердің есептік қозғалу қарқындылығына тәуелді анықтау және кем дегенде, м: көпірлер үшін – 2,25 және тоннельдер үшін (қалалық жағдайларда), тиісінше 3,0 және 4,0 түрінде қабылдау керек.

Жаяу жүргінші тоннельдері мен жабық жер үсті өткелдерінің көрінетін биіктігі кем дегенде 2,30 м болуы тиіс.

Құрылыс енінің 1 м сәйкес келетін орташа есептік өткізу қабілетін жаяу жүргінші көпірлері мен тоннельдері үшін – 2000 адам/сағ, баспалдақтар үшін – 1500 адам/сағ түрінде қабылдау керек.

Елді мекендерден тыс тұрғызылатын жаяу жүргінші көпірлері мен тоннельдерінің енін 1,5 м тең етіп қабылдауға жол беріледі.

Дала жолдарын өткізуге және малды айдап өтуге (жабайы аңдардың көшіп-қонуына) арналған құрылыстардың габариттерін арнайы талаптардың болмауы жағдайында келесідей түрде қабылдау керек, м:

а) дала жолдары үшін: биіктігі 4,5 кем емес, ені – 6,0, бірақ жолда қозғалуы мүмкін ауыл шаруашылығы машиналары жағдайында 1,0 м дейін ұлғайтылған максималды енінен кем емес;

б) малды айдап өту үшін: биіктігі 3,0 м кем емес, ені — $2+\lambda/6$ формуласы бойынша, мұндағы λ — айдап өтілетін мал үйірінің ұзындығы, бірақ автомобиль жолдары үшін 4,0 кем емес, темір жолдар үшін — ҚР ҚНЖЕ 3.03-01 бойынша.

Дала жолы немесе көпір аралығының астынан немесе үйіндінің астындағы құбырдан өтетін малды айдап өтуге арналған жол олардың барлық ені бойымен бекітілуі тиіс және бұларда құрылыстың әрбір тарапына қатысты алғанда, тиісті бөліктерде ұзындығы 10,0 м кем емес бекітпелер қарастырылуы керек. Қажеттілік жағдайында құрылыстарға бағыттау қоршауларын орнату қажет.

5.3.3 Кеме жүрмейтін және сал ағызылмайтын су ағындарында, сонымен қатар кеме жүретін су жолдарындағы кеме жүрмейтін аралықтарда көпір элементтерінің су және көшкен мұз деңгейлерінен биік орналасу шамаларын жергілікті жағдайларға және көпірдің қабылданған сызбасына тәуелді анықтау керек. Көпірдің жекелеген элементтерінің су мен көшетін мұздың тиісті деңгейлерінен алғандағы тұрғызылу өлшемдері барлық жағдайда да 2-кестеде көрсетілген шамалардан аспауы тиіс.

Су қойманың ең жоғарғы статикалық деңгейінің үстіңгі бөлігінен алғанда аралық құрылыстардың төменгі бөлігінің биіктігі, су қойманың кеме жүрмейтін және сал жіберілмейтін аймақтарында орналасқан көпірлерде есептік желді толқынның 0,75 биіктігінен кем болмауы тиіс, мұны 0,25 м арттыруға болады.

Қызылсу мұзының болуы жағдайында, аралық құрылыстардың төменгі бөлігінің ең төменгі орналасу орнын олардың биіктіктерін ескере отырып тағайындау қажет.

Бір уақытта сең жүру және қызылсу мұзының пайда болуы жағдайында, 2-кестеде берілген орналасу биіктіктерін кем дегенде 0,50 м арттыру керек.

Демеуші тіреулерден тұратын көпірлердің жағалық аралықтарын қоспағанда, сең жүруі мүмкін болған жағдайда, көрінетін аралық тіреулер арасындағы қашықтықты сеңнің өлшемдерін ескере отырып, 15,0 м кем болмайтындай тағайындау қажет.

2 - кесте – Көпір конструкцияларының су және көшетін мұз деңгейлерінен биік орналасуы

Көпірдің бөлігі немесе элементі	Бөліктердің немесе элементтердің орналасу биіктігі, м			
	тасқындардың максималды шығындалуы жағдайында су деңгейінен алғанда (тасқын пен толқынның әсерін қоса алғанда)			көшкен мұздың ең жоғарғы деңгейінен алғанда
	көпірлер үшін есептік шамалар		ең жоғарғы	
	жалпы торап темір жолдарында	қалған темір жолдарда және барлық автомобиль жолдарында		
Аралық құрылыстардың төменгі бөлігі: а) тіреулі су тереңдігінің 1 м және одан кем болуы кезінде	0,5	0,5	0,25	—

2 - кесте – Көпір конструкцияларының су және көшетін мұз деңгейлерінен биік орналасуы (жалғасы)

Көпірдің бөлігі немесе элементі	Бөліктердің немесе элементтердің орналасу биіктігі, м			
	тасқындардың максималды шығындалуы жағдайында су деңгейінен алғанда (тасқын пен толқынның әсерін қоса алғанда)			көшкен мұздың ең жоғарғы деңгейінен алғанда
	көпірлер үшін есептік шамалар		ең жоғарғы	
	жалпы торап темір жолдарында	қалған темір жолдарда және барлық автомобиль жолдарында		
б) сол сияқты, 1 м жоғары				
в) өзенде мұз кептелістерінің болуы жағдайында	0,50	0,50	0,25	—
г) сеңнің жүруі жағдайында	0,75	0,50	0,25	0,75
д) тасқынды ағындар кезінде.	1,00	0,75	0,75	1,00
Тіреу бөліктерін орнатуға арналған алаңның жоғарғы бөлігі	1,50	1,00	1,00	—
Арыктар мен күмбездердің	—	1,00	1,00	—
табандарының төменгі бөлігі	0,25	0,25	—	0,50
Ағаш көпірлердің аралықтарындағы конструкциялардың бойлық	0,25	—	—	0,25
ұстағыштары мен шығыңқы элементтерінің төменгі бөлігі	0,25	0,25	—	0,75
ЕСКЕРТПЕ 1 Шағын көпірлер жағдайында аралық құрылыстардың төменгі бөлігін жел толқынының биіктігін есептеместен тұрғызуға жол беріледі.				
ЕСКЕРТПЕ 2 Төмен жатқан өзендердің, көлдердің немесе су қоймалардың тасуы, судың желмен айдалуы, кептелістердің түзілуі немесе мұз басқан арналар арқылы тасқындардың жүруі және кестеде көрсетілген өзге жағдайлар салдарынан су деңгейінің жоғарылауына әкеп соқтыратын құбылыстардың болуы жағдайында, орналасу биіктігін асып түсу ықтималдығы 3-кестеге сәйкес белгіленетін деңгей негізінде есептеу керек.				
ЕСКЕРТПЕ 3 Тіреуіш бөліктерді орнату үшін алаңның жоғарғы бөлігінің биіктігін анықтау кезінде су деңгейін көпір тіреуіне ағынның енуін ескере отырып анықтау керек.				

3-кесте – Тасқындардың максималды шығындалу көрсеткіштерінен асып түсу ықтималдықтары

Жол түрі	Құрылыстар	Жол санаты	Тасқындардың максималды шығындалу көрсеткіштерінен асып кету ықтималдықтары, %	
			есептік	ең жоғарғы
Темір жолдар	Көпірлер мен құбырлар	I және II (жалпы торап)	1	0,33
		III және IV (жалпы торап)	2	1*
		IV және V (кіреберіс жолдар)	2**	—
		Өнеркәсіптік кәсіпорындардың ішкі жолдары	2	—

3-кесте – Тасқындардың максималды шығындалу көрсеткіштерінен асып түсу ықтималдықтары (жалғасы)

Жол түрі	Құрылыстар	Жол санаты	Тасқындардың максималды шығындалу көрсеткіштерінен асып кету ықтималдықтары, %	
			есептік	ең жоғарғы
Автомобиль жолдары, қала көшелері мен жолдары	Ірі және орташа көпірлер	I-III, I-в, I-к, II-к және қала көшелері мен жолдары	1***	
	сол сияқты	IV, II-в, III-в, III-к, IV-в, IV-к, V, I-с, II-с	2****	
	Шағын көпірлер мен құбырлар	I	1****	
	сол сияқты	II, III, III-п, III-с және қала жолдары	2****	
	сол сияқты	IV, IV-п, V және ішкі шаруашылық жүргізу жолдары	3****	
<div><p>* Жер төсемі жиектерінің, қашпа өзен арналарының су баспайтын регуляциялық құрылыстары мен қоршау бөгеттерінің белгі сызықтарын есептеу кезінде III санаттағы темір жолдар үшін тасқынның ең жоғарғы көрсеткіші жағдайында максималды шығыннан асып түсу ықтималдығын 0,33 % түрінде қабылдау керек.</p><p>** Егер кәсіпорындардың технологиялық шарттары бойынша қозғалыстағы үзіліске жол берілмесе, асып түсу ықтималдығын 1 %-ға тең етіп қабылдау керек.</p><p>*** Автомобиль жолы торабы нашар дамыған аудандарда техникалық-экономикалық негізделуі жағдайында халықтық шаруашылық тұрғысынан ерекше маңызы бар құрылыстар үшін берілген асып түсу ықтималдығына 1 % орнына 0,33 және 2 % орнына 1 мәнін қабылдауға жол беріледі.</p><p>**** Автомобиль жолы торабы жақсы дамыған аудандарда техникалық-экономикалық негізделуі жағдайында шағын көпірлер мен құбырлар үшін берілген асып түсу ықтималдығына 1 % орнына 2 және 2 % орнына 3, 3 % орнына 5 мәнін, ал II-с және III-с санаттарындағы жолдардағы құбырлар үшін 10 % мәнін қабылдауға жол беріледі.</p><p>ЕСКЕРТПЕ Құрылыс ауданындағы автомобиль жолы торабының даму деңгейі және жобаланатын құрылыстардың халықтық шаруашылық тұрғысынан маңыздылығы техникалық тапсырмада белгіленеді.</p></div>				

5.3.4 Есептік тасқынның максималды шығындалуы және арынсыз жұмыс режимі кезінде, кез келген көлденең қимада құбырдың ішкі бетінің жоғарғы нүктесінің құбырдағы су бетінен алғандағы көрінетін биіктігі: биіктігі 3,0 м дейінгі дөңгелек және күмбезді құбырларда – құбыр биіктігінің кем дегенде 1/4 бөлігіне, 3,0 м құбырларда – кем дегенде 0,75 м, биіктігі 3,0 м дейінгі тік бұрышты құбырларда – құбыр биіктігінің кем дегенде 1/6 бөлігіне, 3,0 м асатын құбырларда – кем дегенде 0,50 м тең болуы тиіс

5.4 Көпірлер мен құбырлардың су ағынына әсерін есептеу

5.4.1 Көпірлерге, құбырларға және алқаптағы үйінділерге түсетін су ағынының әсерін, әдетте есептік тасқынның гидрографтары мен су өлшеу графиктері бойынша есептеу керек. Сонымен бірге, жалпы торап темір жолдарындағы көпірлерге, құбырлар мен алқапты үйінділерге шартты түрде кішігірім саналатын тасқындардың гидрографтары мен су өлшеу графиктері бойынша есептеу жүргізу қажет. Бұл ретте, есептік және кішігірім тасқындардың көрсеткіштерінің асып түсу ықтималдықтарын

3-кестеде көрсетілген тиісті тасқындардың максималды шығындалу көрсеткішінен асып түсу ықтималдықтарымен бірдей етіп қабылдау керек.

Тасқындардың гидрографтары мен су өлшеу графиктерінің болмауы, сонымен қатар өзге де негізделген жағдайларда құрылыстарға түсетін су ағынының әсерін тасқындардың максималды шығыны және оларға сәйкес келетін есептік және кішігірім тасқындардың деңгейлері бойынша есептеуге жол беріледі.

Есептеулерде сол ағын бойымен жақын орналасқан құрылыстардың су өткізу жұмыстарының тәжірибесін, су жіберу құрылыстарының өзара әсерін, сонымен қатар тиісті немесе құрылысы көзделетін гидротехникалық құрылыстар мен өзге өзен құрылыстарының жобаланатын су жіберу құрылыстарына әсерін ескеру керек.

Көпірлер мен құбырлардың жанында инженерлік құрылыстардың, ғимараттар мен ауыл шаруашылығы жерлерінің болуы жағдайында, олардың құрылыс нысанының алдындағы судың тасуы салдарынан су басудан қауіпсіздігін тексеру қажет.

Күрделі емес тоғандардың жанында орналасқан су жіберу құрылыстары үшін, мұндай тоғандардың жарылу мүмкіндігін ескеру қажет. Мұндай тоғандарды күшейту немесе құрылыстардың саңылауларын арттыру мәселелерін мүмкін болатын шешімдердің техникалық-экономикалық көрсеткіштерін салыстыру арқылы кешенді шешу қажет.

5.4.2 Шағын көпірлер мен құбырлардың саңылауларының өлшемдерін, көпір асты арналар мен конустарды бекіту шешімдерін арна топырағы үшін рұқсат етілетін су ағынының орташа жылдамдықтары (соның ішінде құрылысқа кіру және одан шығу орындарында) бойынша анықтау керек, бұл ретте 5.3.3, 5.3.4 және 5.4.6 келтірілген талаптарды сақтау қажет.

Шағын көпірлер мен құбырлардың саңылауларының өлшемдерін құрылысқа судың жиналу көрсеткішін ескере отырып тағайындауға жол беріледі. Мұндай жиналуды есепке алу салдарынан су шығындарын: егер саңылау өлшемдері нөсер суағары бойынша тағайындалса, 3 еседен аспайтындай; егер саңылау өлшемдері қар суағары бойынша тағайындалса және мұз немесе саңылау өлшемдерін кемітетін өзге құбылыстар болмаса, 3 еседен аспайтындай кемітуге болады. Бұл ретте, есептік суағардың түріне қарамастан, құбырлар үшін олардың су жиналу жағдайындағы жұмыс істеу сипатына байланысты 5.2.4 немесе 5.3.4 қамтылған нұсқаулар, ал шағын көпірлер үшін – 5.3.3-те келтірілген конструкциялардың төменгі бөлігінің орналасу орнына қатысты талаптар орындалуы тиіс.

5.4.3 Көпірлердің астындағы жалпы шайылу көрсеткішін 5.4.1-де көрсетілген тасқындар кезінде көпір өткелдеріндегі өзен арналары бөліктеріндегі үйінділердің балансын теңестіру шешімдері негізінде есептеу керек.

Егер мөлшері есептік (ең жоғарғы) көрсеткіштен кіші тасқындардың жүруі көпір астындағы арнаға орны толмас өзгерістер әкелетін болса (бұл ағынның 2 еседен артық сығылысуы жағдайында, сел жағдайында көпір өткелдерінде, тоғандардың төменгі бьефтерінде, алқап саңылауларында арналардың деформациялануы әсерінен және т.б. жағдайларда орын алуы мүмкін), жалпы шайылу көрсеткішін мол сулы кезеңдердің біріндегі заттай бақыланған тасқындар сериясынан кейін есептік (ең жоғарғы) тасқын көрсеткішінің өту шарттары негізінде есептеу керек.

Алдын ала есептеулер үшін, сонымен қатар су ағыны режимі туралы қажетті деректердің болмауы жағдайында, жалпы шайылу көрсеткішін үйінділердің балансына сәйкес келетін ағын жылдамдығы бойынша анықтауға жол беріледі.

Морфометриялық есептеу негізін қолдану жағдайында, есептелген максималды жалпы шайылу тереңдіктерін 15 %-ға арттыру керек.

Көпірлерге түсетін сейсмикалық жүктемелердің есебін ағынның тіреулердегі жергілікті шайылу көрсеткішін есептеместен жүргізу керек.

5.4.4 Көпір астындағы жалпы шайылу коэффициентінің шамасын анықтау кезінде арнадағы топырақ түрін, көпір тіреулерінің іргетастарының конструкциясын және олардың шөктірілу тереңдігін, көпірдің аралықтарда бөлінуін, су деңгейінің көтерілу шамасын, арнаның мүмкін болатын кеңеюін, кемеңнің жүруі және балықтардың көшіп-қонуы үшін рұқсат етілетін ағын жылдамдығын, сонымен қатар өзге жергілікті жағдайларды ескеру керек. Бұл ретте жалпы шайылу коэффициентінің мәні техникалық-экономикалық есеппен негізделуі тиіс. Шайылу коэффициентінің мәнін, әдетте 2-ден аспайтындай етіп қабылдау керек.

Терең емес өзендер мен өзен ағындары арқылы өтетін көпірлер үшін тиісті негізделуі жағдайында жалпы шайылу коэффициенттеріне көрсетілгеннен артық шама қабылдауға болады.

5.4.5 Су ағынының жағымды келу жағдайларын және көпір асты қимасындағы арна түзуші бағыттарды қамтамасыз ету үшін көпір астындағы топырақ кесіндісінің кеңейген жерін арнаның кеңеймеген бөліктерімен біртіндеп біріктіру керек. Кесіндінің жалпы ұзындығы (өткел осінің жоғарғы және төменгі тарапына қарай) көпірдің алдыңғы бөлігінде оның енінен 4-6 есе артық болуы тиіс. Регуляциялық құрылыстардың ұштық бөліктерінің ауыздықтарының енінің ең жоғары шамамен алынған кесіндісінің конфигурациясын болдырмау қажет.

Алқаптағы топырақты жыру кезінде кесіндінің барлық ауданында байланыспаған аллювиальді топырақ қабаттары тазаланғанға дейін алқаптағы артық топырақтың алынуын қарастыру керек.

5.4.6 Ірі және орташа көпірлерге келу орындарында жердегі құрылыстардың жиектерінің су деңгейінен алғандағы орналасу биіктігін тасқындардың болуы жағдайында 5.4.1-ге сәйкес (толқынның жырылған жерлерге соғылуын және мүмкін болатын селдерді ескере отырып) келесідей қабылдау керек, м: жер беті, су бөлу және қоршау тоғандары, сонымен қатар арналары шашыраңқы орналасқан өзендердегі арын бағыттаушы тоғандар үшін – 0,5, регуляциялық құрылыстар мен үйінділердің бермалары үшін – 0,25.

Шағын көпірлерге келу орындарында жердегі құрылыстардың жиектерінің су деңгейінен алғандағы орналасу биіктігін тасқындардың болуы жағдайында 5.4.1-ге сәйкес (селдер мен судың жиналуын ескере отырып) кем дегенде 0,5 м түрінде, арынды немесе жартылай арынды жұмыс істеу режимі кезінде кем дегенде 1,0 м түрінде қабылдау керек. Сонымен бірге, автомобиль жолдарында көрсетілген құрылыстарға келу орындарында жер беті жиегінің биіктігін тағайындау кезінде ҚР ЕЖ 3.03-101 бекітілген жол төсемінің жер асты және беттік сулардың деңгейінен алғандағы биіктігіне қойылатын талаптарды сақтау керек.

Алқаптағы үйіндіге мұздың әсер етуі жағдайында оның жиегінің белгі сызығы мұз шоғырының жоғарғы бөлігінің белгі сызығынан, сонымен қатар мұздың бір жарым

калындығын есепке алғанда мұз кептелісі мен сеңнің тоқтаған жерінің ең жоғарғы белгі сызықтарынан төмен емес болуы тиіс.

Көпір өткелдеріндегі судың жиналу көрсеткіштері сұйықтықтың қозғалу теңдіктері бойынша немесе жобаланатын өткелдерде аталған құбылыстарды жеткілікті мөлшерде ескеретін тәуелділіктер бойынша есептеледі.

5.5 Көтергіш конструкцияларды және көпірлер мен құбырлардың негіздерін есептеу

5.5.1 Есептеу сызбалары мен есептеудің негізгі алғышарттары оларды пайдалану және салу кезінде көпір және құбыр конструкцияларының нақты жұмыс істеу шарттарын көрсетуі тиіс.

Бұл ретте, көпір құрылысының шұғыл табиғи және техногендік әсерлердің орын алуы жағдайында бір немесе бірнеше элементтің істен шығуы кезінде жалғаспалы қирау мүмкіндігін, сонымен қатар көпір конструкцияларындағы күшті реттеу әсерінің жоғалуын болдырмайтын конструктивтік сызбасы қарастырылуы тиіс. Тиісті тексерулер тұрақты жүктемелер мен әсерлерді есептеу (жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті $\gamma_f = 1$) кезінде ғана талап етіледі. Материалдардың есептік беріктік және деформациялану сипаттарын олардың нормативтік мәндеріне тең етіп қабылдау керек. Мұндай жағдайларда уақытша жүктемелер мен әсерлерді есептеу қажеттігін жобалау тапсырмасында қарастыру керек.

5.5.2 Көтергіш конструкциялардың және көпірлер мен құбырлардың негіздерінің тұрақты жүктемелерге және 6-тарауда көрсетілген уақытша жүктемелердің жағымсыз үйлесімдеріне төтеп беру әрекетін есептеу қажет. Есептеулерді МСТ 27751 талаптарына сәйкес шектік күйлер бойынша жүргізу керек.

5.5.3 Осы ережелер жинағында көзделген жағдайларда темір жолдар мен автомобиль жолдарының жылжымалы құрамасы (көлік құралдары) түсіретін уақытша жүктемелерді тиісті динамикалық коэффициенттерді қолдану арқылы есептеу керек.

Екі немесе одан көп уақытша жүктеменің бір уақыттағы әсерін есептеу кезінде мұндай жүктемелердің есептік мәндерін бірден кіші немесе бірге тең үйлесім коэффициенттеріне көбейту керек.

5.5.4 Есептік минималды температура түрінде келесілерді қамтамасыз ете отырып, ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 талаптарына сәйкес құрылыс ауданындағы ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасын қабылдау керек:

0,92 — бетон және темірбетон конструкциялар үшін;

0,98 — болат конструкциялар, болат-темірбетон конструкциялардың болат бөліктері үшін.

5.5.5 Конструкциялардың орналасу қалпының лақтыруға қарсы орнықтылығын мына формула бойынша есептеу керек:

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \quad (1)$$

мұндағы M_u — шеткі сүйену нүктелері бойынша өтетін конструкцияның мүмкін болатын бұрылысының (лақтыру) осіне қатысты лақтыру күштерінің моменті;

M_z — тап сол оське қатысты ұстап тұру күштерінің моменті;

m — жұмыс жағдайларының коэффициенті, ол келесілерге тең:

а) жекелеген тіреулерге сүйенген конструкцияларды тексеру кезінде:

- 1) құрылыс кезеңінде — 0,95;
- 2) тұрақты пайдалану кезеңінде — 1,0;

б) бетон конструкциялар мен іргетастардың қималарын тексеру кезінде:

- 1) жартасты негіздерде — 0,9;
- 2) жартасты емес негіздерде — 0,8;

γ_n — есептеулер кезінде төмендегі шамаларға тең етіп қабылданатын тағайындау бойынша сенімділік коэффициенті:

- құрылыс кезеңінде — 1,0;
- тұрақты пайдалану кезеңінде — 1,1.

Лақтыру күштерін бірден үлкен жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті арқылы қабылдау керек.

Ұстап тұру күштерін келесідей жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті арқылы қабылдау керек:

- тұрақты жүктемелер үшін — $\gamma_f < 1$;
- темір жолдардың, метрополитен және трамвайдың бос құрамының уақытша жылжымалы тік жүктемесі үшін — $\gamma_f = 1$.

Қажеттілік жағдайында ҚР ҚН 3.03-12 (6.4.71) нұсқауларына сәйкес, судың ілінісуі әрекеті салдарынан конструкция салмағының кемуін ескеру керек.

5.5.6 Конструкциялардың орналасу қалпының жылжуға (таюға) қарсы орнықтылығын мына формула бойынша есептеу керек:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \quad (2)$$

мұндағы Q_r — жылжыту күштерінің мүмкін болатын жылжу бағытына қатысты проекцияларының қосындысына тең жылжыту күші;

Q_z — ұстап тұру күштерінің мүмкін болатын жылжу бағытына қатысты проекцияларының қосындысына тең ұстап тұру күші;

m — 0,9-ға тең етіп алынатын жұмыс жағдайлары коэффициенті;

γ_n — 5.5.5-ті қараңыз.

Жылжыту күштерін бірден үлкен жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті арқылы, ал ұстап тұру күштерін 5.5.5-те көрсетілген жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттері арқылы қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 1 Топырақ әсерінен түсетін тік бағыттағы ұстап тұру күші түрінде шамасы топырақтың белсенді қысымынан аспайтын күш көрсеткішін қабылдауға болады.

ЕСКЕРТПЕ 2 Негіздегі үйкеліс күші іргетас табанының топыраққа үйкелу коэффициентінің минималды мәндері бойынша анықталады.

5.6 Конструкциялардың өзгеруі, жылжуы, бойлық профилі

5.6.1 Уақытша жылжымалы тік жүктеменің әсер етуі кезінде есептелетін аралық құрылыстардың тік серпінді иілімдері келесі мәндерден артық болмауы тиіс, м:

- $\frac{1}{800-1,25l}l$ формуласы бойынша анықталатын темір жол көпірлеріне қатысты мәндер, бірақ $\frac{1}{600}l$ артық емес;

- қала және автожол көпірлері (ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы және өнеркәсіптік кәсіпорын жолдарындағы көпірлерді қоса алғанда), сонымен қатар аралық құрылыстары арқалықтардан тұрғызылған жаяу жүргінші көпірлері үшін — $\frac{1}{400}l$, мұндағы l — аралықтың есептік ұзындығы, м.

Иілімдердің көрсетілген мәндерін көпірлердің (жаяу жүргінші көпірлерінен бөлек) арқалықтардан тұрғызылған ағаш аралық құрылыстары үшін келесідей арттыруға жол беріледі:

- бір аралықты және қималы көпірлерде (аралық тіреулерге тірелетін темір жол көпірлерінің аралық құрылыстарының шеткі аралықтарын қоспағанда) – 20 %-ға;
- ағаш көпірлерде – 50 %-ға.

5.6.2 Көпірлердің аралық құрылыстарындағы жүріс бөлігі беті мен рельс жолының қажетті кескінін құрылыс кезінде аралық құрылыстарды көтеру; жүріс бөлігі мен балластты қабат жабыны конструкциясының теңестіруші қабатының қалыңдығын өзгерту; көпірдің қырлы бөренелерінің жұмыстық биіктігін негізге алу есебінен қабылдау керек.

Темір жол көпірлерінің арқалық негізіндегі аралық құрылыстарын, сонымен қатар автожол және қала көпірлерінің арқалық негізіндегі болат, болат-темірбетон және ағаш аралық құрылыстарын бірқалыпты қисық бойымен өтетін құрылыс дөңесін қолдану арқылы қарастыру керек, мұндағы көтеру жебесіне түсетін жүктеме тұрақты жүктемелерден түсетін деформацияларды есептегеннен кейін, жылжымалы уақытша тік жүктеме әсерінен аралық құрылыстың серпінді иілуі көрсеткішінің кем дегенде 40 %-ын құрайды ($\gamma_f = 1$ және $1 + \mu = 1$ кезінде).

Жаяу жүргінші көпірлерінің аралық құрылыстарына тұрақты жүктеме әсерінен аралық құрылыстың тік деформацияларының орнын толтыратын құрылыс дөңесін тағайындау керек. Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті γ_f бұл ретте бірге тең етіп қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ Тұрақты және жылжымалы уақытша тік жүктемелер әсерінен иілу шамасы аралық өлшемінің 1/1600 аспайтын (бірақ жүріс бөлігі арқалықтардан тұратын жүретін темір жол көпірлерінде 1,5 см артық емес) аралық құрылыстарда, сонымен қатар белағаштардан тұратын ағаш көпірлерде құрылыс дөңесін қарастырмауға жол беріледі.

5.6.3 Автожол және қала көпірлеріндегі темірбетон аралық құрылыстардың беткі қабатының профилінің кескінін қарастыру кезінде және құрылыс дөңесін бетонның жылжығыштығы мен шөгуі әсерінен деформациялардың түзілуінен кейін (бірақ толық тұрақты жүктеменің әсер ету сәтінен бастап екі жылдан кешіктірмей), аралық құрылыстардың бір-бірімен және кіреберістермен түйісу орындарындағы қозғалу сызықтарының осьтері бойынша бойлық профильдің сыну бұрыштары:

- көпірге жылжымалы уақытша тік жүктеме әсер етпесе – 4-кестеде келтірілген мәндерден;

- көпірге қозғалыс сызықтарының осьтері бойынша жылжымалы уақытша тік жүктеменің түсуі кезінде — АК жүктемесі үшін 24 % және НК жүктемесі үшін 13 % мәндерінен аспауы керек.

4-кесте – аралық құрылыстардың бір-бірімен және кіреберістермен түйісу орындарындағы бойлық профильдің сыну бұрыштары

Көпірге жанасатын жол бөліктеріндегі бірлік жеңіл автомобильдердің есептік қозғалу жылдамдықтары (ҚР ЕЖ 3.03-101 және ҚНЖЕ 2.05.11 талаптарына сәйкес), км/сағ	Сыну бұрышы, %
150 — 100	8
80	9
70	11
60	13
40	17
ЕСКЕРТПЕ 1 Егер аралық құрылыстардың бір-бірімен және кіреберістермен түйісу орындарындағы қашықтық 50 м асатын болса, сыну бұрыштарының шектік мәндерін 1,2 есеге арттыруға болады. ЕСКЕРТПЕ 2 Жүріс бөлігінің плитасы бойынша біріктірілген температуралық-бөлінбеген аралық құрылыстарда профильдің сыну бұрышын байланыстыру плитасының әсерін есепке алмастан анықтау керек.	

Жоба құжаттамасында жүріс бөлігінің беткі жабынын салу сәтіндегі (теңестіруші қабатының қалыңдығын өзгерту жолымен оның кескінін болжалды жақсарту арқылы) және бетонның шөгуі мен жылжығыштығы әсерінен деформациялардың туындауы сәтінен кейінгі бойлық жүріп өту профилін көрсету керек.

ЕСКЕРТПЕ 1 Ұзақ мерзімді деформациялар пайда болғанға дейін, көпірге жылжымалы уақытша тік жүктеменің әсер етпеуі жағдайында, бойлық профильдің сыну бұрыштары 4-кестеде келтірілген мәндерден 2 есеге дейін артық болуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 2 Ванттық және аспалы аралық құрылыстар үшін еспе арқандарды қолдану жағдайында, құрылыс дөңесін тағайындау және жүріп өту профилін кескіндеу кезінде арқандардың жылжығыштық әсерінен деформациялану мүмкіндігін ескеру қажет.

5.6.4 Көршілес тіреулердің өлшемдері әртүрлі шөгу орындары келесі көпірлер жағдайында, олардың бойлық профилінде келесідей қосымша сыну бұрыштарының түзілуіне әкеп соқтырмауы тиіс, %:

- автожол және қала көпірлерінде — 2;
- темір жол көпірлерінде — 1.

Арнаның жалпы шайылуын есепке алғанда, арқалық негізіндегі қималы аралық құрылыстардан тұратын темір жол көпірлері тіреулерінің жоғарғы бөлігінің бойлық және көлденең бағыттағы шектік жылжулары $0,5\sqrt{l_0}$ аспауы тиіс, см, мұндағы l_0 — тіреуге жанасып жатқан кіші аралықтың ұзындығы, бұл көрсеткіш 25 м кем емес.

5.6.5 Темір жол көпірлерінің арқалық негізіндегі қималы металл және болат-темірбетон аралық құрылыстарының көлденең бағыттағы меншік ауытқуларының есептік кезеңі $0,01l$ (l — аралық, м) артық болмауы (секунд) және 1,5 с аспауы тиіс.

Жаяу жүргінші көпірлері мен қала көпірлерінің аралық құрылыстарында ең төменгі екі форма бойынша (арқалық негізіндегі қималы жүйелерде – ең төменгі бір форма

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

бойынша) меншік ауытқулардың есептік кезеңдері (күш түсірілмеген күйде) тік жазықтықта 0,45-тен 0,60 дейінгі және көлденең жазықтықта 0,9-дан 1,2 дейінгі аралықта болмауы тиіс.

Бұл ретте, жаяу жүргінші көпірлерінің аралық құрылыстары үшін олардың бірлесіп күш түсіру, 0,50 кПа жүктемесін туындату мүмкіндігін ескеру керек.

Аралық құрылыстарды монтаждау кезеңінде, аспалы құрастыру немесе бойлық жылжыту нәтижесінде түзілетін консольдер үшін тік және көлденең жазықтықтардағы меншік көлденең ауытқулар кезеңі 3,0 с, ал меншік айналмалы ауытқулар кезеңі 2,0 с аспауы тиіс.

Аралықтарының ұзындығы 100 м асатын аспалы және ванттық көпірлердің, сонымен қатар болат арқалықты көпірлердің аэродинамикалық орнықтылығы мен кеңістіктік қаттылығын тексеру керек. Динамикалық сипаттары тұрғызылған көпірлердің осыған ұқсас сипаттамаларынан едәуір ерекшеленетін конструкциялар үшін аналитикалық есептеулермен қатар, модельдердің тиісті зерттеулерін жүргізу керек.

5.6.6 Үйінді биіктігінің 12 м жоғары болуы жағдайында, құбырлардың құрылыс дөңесін топырақ салмағына қатысты үйіндінің күтілетін шөгу әрекеттерінің есебіне сәйкес тағайындау керек. Құбырлардың шөгуін есептеу кезінде іргетастардың шөгуін есептеу кезінде қолданылатын әдістемені пайдалануға жол беріледі.

Биіктігі 12 және одан төмен үйіндінің астына құбырларды келесі мәндерге тең құрылыс дөңесін (науа бойынша) қолдану арқылы төсеу керек:

- $1/80h$ — құмды, қиыршық тасты және ұсақ тасты топыраққа орналастырылған негіз іргетастарында;

- $1/50h$ — сазды, балшық топырақты және құмайт топыраққа орналастырылған негіз іргетастарында;

- $1/40h$ — құмды-қиыршық тасты немесе құмды-шағылды қоспадан дайындалған топырақты жабындарда; мұндағы h — үйінді биіктігі.

Құбырдың кіріс ұштығы (немесе кіріс бөлімі) науасының белгі сызықтарын олардың тиісті негіздің шөгуі орын алғаннан кейін де, мұндай шөгулер тоқтағаннан кейін де құбырдың ортаңғы бөлімінің белгі сызықтарынан жоғары болатындай етіп тағайындау керек.

Су жіберу құбырларының бөлімдері мен іргетастардың бөліктерінің жобалық орналасу қалпының құрылыстардың бойлық осі бағытына қатысты тұрақтылығы үйінділердің құламаларының тұрақтылығы және негіздегі топырақтың беріктігі арқылы қамтамасыз етілуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Құбырларды жартасты жерлер мен бағаналы іргетастарға орналастыру кезінде құрылыс дөңесін тағайындау қажет емес.

5.7 Темір жол көпірлеріндегі жолдардың жоғарғы құрылысы

5.7.1 Темірбетон аралық құрылыстардағы жолдарға қиыршық тасты балласт төсеу керек. Металл аралық құрылыстардағы көпір төсемі балластсыз темірбетон плиталардың немесе балласттың үстінен орналасуы тиіс.

Көпірлердегі рельстерді ауыр типті рельстер түрінде (Р50 типті рельстен және кіреберістерге төселетін рельстерден жеңіл емес) төсеу керек.

Ірі көпірлерде, аралықтары ажыратылмалы көпірлерде және мұндай құрылыстарға кіреберіс орындарында әр жаққа қарай кем дегенде 200 м қашықтықта Р65 типті рельстен ауыр рельстер төсеу керек.

Көпір төсемі балластта орналасқан көпірлерде және темірбетон плиталардағы балластсыз көпір төсемінен тұратын көпірлерде жүріс бөлігін әдетте жіксіз төсеу керек.

Тиісті негізделуі жағдайында, аралық құрылыстардың ұзындықтарының қосындысы 66 м және одан кем болса, балластта орналасқан көпір төсемінен тұратын көпірлерде, балластсыз көпір төсемінен тұратын көпірлерде жіксіз жолдар төсеуге жол беріледі.

5.7.2 Көпір төсемін (күзет жабдықтарын, теңестіру құралдарын немесе маусымдық теңестіру рельстерін қоса алғанда) [1] талаптарын басшылыққа ала отырып қарастыру керек.

5.7.3 Темірбетон плиталардағы балластсыз көпір төсемінің ені кем дегенде 3,20 м болуы тиіс.

5.7.4 Көпірдің қырлы бөренелері (ағаш арқалықтар) МСТ 8486 талаптарына сәйкес келуі, ені 20 см × 24 см кем емес және ұзындығы 3,25 м болуы тиіс.

5.7.5 Ұзындығы 25 м асатын көпірлерде, сонымен қатар биіктігі 3 м асатын барлық көпірлерде, станциялардың шегінде орналасқан көпірлерде және жол өтпесінде құрылыстардың жақын орналасу габариттерінен тыс жататын, таяныштары бар (биіктігі кем дегенде 1,10 м) екіжақты қызметтік тротуарлар болуы тиіс.

Сыртқы ауаның орташа тәуліктік минималды температурасы минус 40 °С және одан төмен (0,92 түріндегі қамтамасыз ету көрсеткішімен) аудандардағы көпірлердің барлығында ұзындығы 10 м асатын екі жақты бүйір тротуарлар болуы тиіс.

Екі жолды және көп жолды темір жол көпірлерінің жоларалық бөліктерінде де тротуарлар (таяныштарсыз) қарастыру керек.

Тротуарлардың төсемін, әдетте темірбетон плиталардан жобалау керек.

5.7.6 Тіреуіш типті тіреулері бар жаяу жүргінші көпірлері мен жол өтпелерінің астынан өтетін жалпы торап темір жолдары мен өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарында, темір жол осінен тіреудің шетіне дейінгі қашықтықтың 3,0 м кем болуы жағдайында, әр қыры жол өтпесінің немесе жаяу жүргінші көпірінің бүйір шеттерінен кем дегенде 10 м шығып тұратын бақылау бұрыштарын төсеу қажет.

Өнеркәсіптік кәсіпорындардағы көпірлер мен жол өтпелерінің жүріс бөлігінде радиусы 500 м және одан төмен қисықтардың болуы жағдайында жол енінің өзгеруін болдырмайтын арнайы құрылғылар қарастыру керек.

5.8 Автожол және қала көпірлерінің көпір төсемі

5.8.1 Көпір төсемі параметрлері мен конструкциясы ҚР ЕЖ 3.03-101, ҚР ЕЖ 3.01-101 және ҚНЖЕ 2.05.11 бекітілген тиісті жолға немесе көшеге қатысты талаптарға жауап беруі және жолдың механикаландырылған түрде төселуін, сонымен қатар оны ағымдағы уақытта тиімді қамтамасыз ету (жүріс бөлігінің беті мен тротуарларды ластықтан, қардан және т.б. заттардан механикаландырылған түрде тазалау) жағдайларын қамтамасыз етуі тиіс.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

5.8.2 Байланыс желісінің тіреулері мен жарықтандыру тіреулерін, әдетте таяныштардың бойымен (тротуарлардың енінің 2,25 м және одан төмен болуы жағдайында) немесе оларды оқшауланған төсемде орналастыру жағдайында трамвай жолдарының жоларалық бөліктеріне жайғастыру керек. Оқшауланбаған төсемде трамвай жолдары рельстерінің ұштары автопойыздар тарапынан алғанда жүріс бөлігі төсемінің жоғарғы бөлігі деңгейінде орналасуы тиіс.

Қала көпірлері мен жаяу жүргінші көпірлерінде, әдетте тұрақты электр жарығының орнатылуы қарастырылуы тиіс. Өзге көпірлерде мұндай жарықтандырудың қажеттігі және оның түрі ҚР ЕЖ 3.03-101 және ҚР ЕЖ 3.03-122 қамтылған әртүрлі мақсаттағы автомобиль жолдарының жарықтандырылуына қойылатын талаптарға сәйкес белгіленеді.

5.8.3 Жүріс бөлігінің темірбетон плитасындағы жүріс қабатының жабынын әдетте жабыннан, қорғаныс қабатынан, гидрооқшаулау және теңестіру қабатынан тұратын көп қабатты, сонымен қатар гидрооқшаулау функцияларын атқаратын өтімділігі өте нашар (ҚР ЕЖ 2.01-101 бойынша су өткізгіштігі W8) бетонды теңестіру қабаты мен асфальтбетон төсемнен немесе тек теңестіруші қабаттан тұратын екі немесе бір қабатты жабын түрінде қабылдауға болады.

Жүріс бөлігінің төсемін жолдың Б, В және Г санаттарына жатуына сәйкес, II таңбадан төмен емес ұсақ түйірлі қоспадан дайындалған жалпы қалыңдығы кем дегенде 70 мм асфальтбетонның немесе қалыңдығы кем дегенде 80 мм арматураланған цементбетонның екі қабаты түрінде қарастыру керек.

Қорғаныс қабатын қалыңдығы кем дегенде 40 мм болатын өтімділігі төмен (ҚР ЕЖ 2.01-101 бойынша су өткізгіштігі W6) арматураланған бетоннан орындау керек. Цементбетонды төсемді жаю кезінде төсем мен қорғаныс қабаты функцияларын біріктіруге жол беріледі. Төсемнің көп қабатты конструкциясының теңестіруші қабатын қалыңдығы кем дегенде 30 мм цементті-құмды ерітіндіден немесе асфальтбетоннан орындау ұсынылады.

Теңестіру қабатының жоғарғы талшықтарына әсер ететін созу қысымының МСТ 10180 сәйкес анықталатын бетонның иілу кезінде созылуға есептік кедергі көрсеткіштерінен аспайтын болса, жүріс бөлігінің темірбетон плитасында алдын ала күш түсірілген арматуралары жоқ аралық құрылыстарда гидрооқшаулау функцияларын атқаратын өтімділігі өте нашар бетон негізіндегі теңестіру қабаты бар бір қабатты немесе екі қабатты жүріс қабатының жабынын төсеуге жол беріледі. Қорғаныс қабатының өлшемін кем дегенде 40 мм түрінде қабылдау керек.

III-V, I-с, II-с санатты жолдардағы аралық құрылыстарда тапсырыс берушімен келісу арқылы жүріс қабатының уақытша жабыны түрінде құмды-цементті қоспадан дайындалған қалыңдығы 30-50 мм теңестіру қабатына төселетін құрама темірбетон плиталарын қолдануға жол беріледі. Бұл ретте, су түсуі мүмкін жүріс бөлігінің плиталары мен көтергіш конструкциялардың бүйір беттерін гидрооқшаулау керек.

5.8.4 Жүріс бөлігінің металл плиталарындағы жүріс қабаты жабынының конструкцияларында төсемнің металл бетімен сенімді ілінісуін қамтамасыз ету және металл бетті коррозиядан қорғау шараларын қарастыру керек.

5.8.5 Қауіпсіздік (сақтандыру) сызықтары мен бөлу сызықтарын фактуралары әртүрлі материалдардан дайындалған бетпен немесе белгі сызықпен – тозуға төзімді материалдан дайындалған үзіксіз таңбалау сызығымен белгілеу керек.

5.8.6 Көпірлерде, әдетте оның әрбір жағынан тротуар немесе сыртқы жақтарынан биіктігі 1,10 м таяныштармен қоршалатын қызметтік өткелдер қарастыру керек.

Аралық құрылыстары ажыратылған көпірлерде тротуарлар мен қызметтік өткелдерді әрбір аралық құрылыстың тек сыртқы жағынан (жол осіне қатысты алғанда) ғана қарастыруға болады.

Жаяу жүргінші қозғалысынан оқшауланған жүк көлігі жолдарында орналасқан көпірлерде, қала эстакадаларында, жол өтпелерінде, сонымен қатар автомобиль жолдарының көпір құрылыстарында жаяу жүргінші қозғалысы қарқындылығының 200 адам/тәулік және одан кем болуы жағдайында тек қызметтік өткелдер қарастыруға жол беріледі.

Елді мекендерден тыс, жаяу жүргінші қозғалысының болмауы жағдайында 50 м дейінгі көпір құрылыстарында қызметтік өткелдер қарастырмауға жол беріледі.

Қызметтік өткелдердің ені 0,75 м тең етіп қабылданады.

Тротуарлардың енін жаяу жүргінші қозғалысының келешекте орын алатын қарбалас сәттегі есептік қарқындылығы шамасына тәуелді есептеу нәтижелері бойынша тағайындау керек. Ені 0,75 м жаяу жүргінші жолағының есептік өткізу қабілеттілігін 1500 адам/сағ тек етіп қабылдау керек. Көп жолақты тротуарлардың енін, әдетте 0,75 м шамасына еселікпен, бір жолақты тротуарлардың енін кем дегенде 1,0 м түрінде тағайындау керек.

Қалаларда, ауылдарда және ауылдық елді мекендерде орналасқан көпірлерде тротуарлардың енін кем дегенде 1,50 м түрінде қабылдау керек.

Конструктивтік ұйғарымдарға сәйкес, ені 0,75 м шамасына еселік болып табылмайтын тротуарларды техникалық-экономикалық негіздеу және тапсырыс берушімен келісу жағдайында төсеге болады.

5.8.7 Жылдам жолдарда және магистраль көшелері мен жолдарында көлік құралдарының жүретін тарапынан алғанда тротуарлар мен оқшауланған трамвай жолы төсемі жүріс бөлігінен келесідей қоршау құрылғыларымен:

- I-III санатты автомобиль жолдарындағы көпір құрылыстарында және қалаларда биіктігі 0,75 м темір кедергілермен немесе темірбетон жақтаулармен;

- сол сияқты, IV, V, I-с, II-с санаттарындағы автомобиль жолдарындағы көпір құрылыстарында, ауылдарда және ауылдық елді мекендерде биіктігі 0,6 м;

- ағаш көпірлерде биіктігі 0,25 м дөңгелек қайтарғыш қырлы бөренеммен бөлінуі тиіс

Қоршаулардың биіктігі түрінде жабын бетінен қоршаудың жоғарғы ұшына дейінгі қашықтықты қабылдау керек.

Өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарында орналасқан көпір құрылыстарындағы қоршаулардың биіктігіне есептік автомобиль дөңгелегінің кем дегенде 1/2 диаметрі, бірақ кем дегенде 0,75 м түріндегі шама тағайындалуы тиіс.

Көпір құрылысында тротуарлар мен қызметтік өткелдердің болмауы жағдайында, қоршаулар аралық құрылыс плитасының шетінен кем дегенде 0,5 м алшақ орнатылуы тиіс және бұл ретте оларды барлық жағдайда орнатылуы көзделуі тиіс таянышты қоршаулармен біріктіруге болады.

Бөлу жолағында келесі жағдайларда қоршаулар қарастыру керек, егер:

- кіреберіс орындарының бөлу жолақтарында қоршаулар болса;

- бөлу жолағында көпір конструкцияларының элементтері, байланыс желісі, жарықтандыру тіреулері және т.б. орналасатын болса;

- бөлу сызығының конструкциясы көлік құралдарының жолаққа шығуына есептелмесе.

Көпір құрылыстарына кіреберіс орындарының қоршауларын құрылыстың басынан соңына дейін кем дегенде 18 м ұзындық бойына орналастыру керек, бұл ретте бастапқы 6 м қашықтықта олар көпір құрылысындағы қоршаулармен бір сызық бойымен орналасуы тиіс. Көпір құрылысында қарастырылатын көлбеу жол, қоршаулар жоспарында жол жиектеріндегі қоршауларға қатысты алғанда 1:20 аспайтын тангенс түрінде бекітілуі тиіс.

5.8.8 Деформациялық жіктердің конструкциясы көлік құралдары қозғалысының біркелкілігін бұзбауы және көпірдің тіреу алаңдары мен төмен орналасқан бөліктеріне судың және ластықтың түсуін болдырмауы тиіс.

Су өткізбейтін жіктерді қолдану кезінде:

- жік конструкцияларын жоғарыдан тексеру және жөндеу мүмкіндігін;
- көлбеулігі кем дегенде 50 % науалардың көмегімен жіктер арқылы өтетін судың бұрылуын;
- науалардың ыңғайлы тексерілуін және тазалануын қарастыру керек.

Деформациялық жіктердің астындағы цементбетон жабындарды барлық жағдайда бөлу қажет.

Асфальтбетон жабындарды I–III, I-с, I-в, I-к, II-к санаттарындағы жолдарда жіктердің 5 мм аспайтындай, одан төмен санатты жолдарда 10 мм дейін жылжуын қамтамасыз ету арқылы үздіксіз орналастыруға болады.

Аралық құрылыстарда деформациялық жіктердің конструкциялары сенімді бекітілуі тиіс. Қалқалаушы элементтерді, жылжымалы табақтар немесе плиталарды жиекке серіппенің көмегімен немесе қалқалаушы жылжымалы элементтердің тығыз емес жанасуын болдырмайтын өзге тәсілдермен қысуға болады.

5.9 Көпірлердің кіреберістермен түйіндесуі

5.9.1 Жер төсемі ірі темір жол көпірлерінің тіреулерінің артқы шеттерінен 10 м ұзындық бойымен әр жағынан 0,5 м кеңейтілуі, автожол көпірлері мен қала көпірлерінде оның ені таяныштар арасындағы қашықтықта әр жағынан 0,5 м қосқандағы шамаға тең болуы тиіс. Ұлғайтылған еннен қалыпты енге бірқалыпты өту және оны 15-25 м ұзындық бойымен жүзеге асыру қажет.

Үйіндінің темір жол көпірлерінің тіреулеріне жанасу орындарында топырақпен көмілуін болдырмау мақсатында балласт призмасын ұстап тұру шараларын қарастыру керек.

5.9.2 Автожол және қала көпірлерінің үйіндімен жанасу орындарында бір ұшы тіреудің шкаф тәрізді қабырғасына, екінші ұшы көлденең шабаққа тірелетін өтуге арналған темірбетон плиталардың төселуін қарастыру керек.

Өту плиталары құрылыстың тұтас ені бойымен төселеді. Тротуарлардың ені шегінде ұзындығы қысқартылған плиталар төселеді.

Плиталардың ұзындығын үйіндінің биіктігіне және топырақтың плиталардың көлденең шабағының астына 4-тен 8-ге дейінгі диапазонда болжалды шөгуіне тәуелді қабылдау керек.

Тікелей үйіндіге тірелетін (диван типті) тіреулерден тұратын көпірлерде өту плиталарының ұзындығын плитаның тіреу алаңдарының шөгулерінің мүмкін болатын айырмашылықтары негізінде қабылданған өту профилін сақтау қажеттілігін ескере отырып тағайындау және кем дегенде 2 м түрінде қабылдау керек.

Плитаның көлденең шыбығының астындағы қиыршық тас төсемі қату тереңдігінен төмен дренажды топыраққа немесе үйінді топырағына тірелуі тиіс. Қиыршық тас төсемі үйінді топырағынан жақсы желдетілетін және жылдам лайланбайтын ажыратқыш материалмен бөлінуі тиіс. Үйінді негізіндегі топырақтың нашар тапталуы жағдайында өту плиталарының көлденең шабақтары мен диван типті тіреулерді арматураланған топырақ негізіне орнату керек.

Қиыршық тас төсемін сына қағу әдісімен түйірлі қиыршық тас көмегімен төсейді. Қалыңдығы 50 мм төменгі қабат топырақпен тапталады.

Өту плиталарының беттері мен көлденең шабақ басым түрде сылау түрінде гидрооқшаулануы тиіс.

Өту плиталарын әдетте, аязға төзімділігі құрылыс ауданына сәйкес келетін, су өткізбеушілігі бойынша W6 таңбалы B30 класындағы бетоннан дайындалған құрама-монолитті плиталар түрінде жасау қажет.

Өту плиталары шегінде жүріс бөлігінің жабынын, мұндай жабынды бір уақытта көпір құрылысына төсеу арқылы орналастыру керек.

5.9.3 Көпір конструкцияларын кіре беріс орындарындағы үйінділермен жанастыру кезінде келесі шарттарды орындау қажет:

а) үйінді мен үйіндіге жанасып жатқан конустың шөгуінен кейін тіреудің немесе еркін консольдің (автожол көпірлерінде) бір бөлігі конусқа үйінді биіктігінің 6 м дейін болуы жағдайында кем дегенде 0,75 м және үйінді биіктігінің 6 м жоғары болуы жағдайында кем дегенде 1,00 м (төсемнің жиегі деңгейінде үйінді конусының жоғарғы ұшынан конструкция үйіндісінің шеткі нүктесіне дейін) еніп тұруы тиіс;

б) конустардың құламалары ферма асты алаңынан (шкаф тәрізді қабырға жазықтығында) және шкаф тәрізді бөлікті қоршап тұратын бүйір қабырғалардың жоғарғы ұшынан темір жол көпірлері үшін кем дегенде 0,50 м және автожол және қала көпірлері үшін кем дегенде 0,40 м төмен өтуі тиіс. Үйіндіге шөктірілмеген тіреулерде үйінді конусының төменгі бөлігі тіреудің алдыңғы шетінен шықпауы тиіс. Көпірлердің үйіндіге шөктірілген тіреулерінде конус бетінің тіреудің алдыңғы шетімен қиылысу сызығы есептік тасқын (судың көшуінсіз және толқындардың келуінсіз болатын) суының деңгейінен кем дегенде 0,50 м жоғары орналасуы тиіс;

в) үйіндіге шөктірілмеген тіреулердің конустарының құламаларының көлбеулігі бүкіл конус немесе оның барынша жайпақ бөлігі шегінде үйінді жиегіне қатысты жоғарыдан төмен қарай алғанда, алғашқы 6 м биіктікте 1:1,25, келесі 6 м биіктікте 1:1,50, үйінді биіктігінің 12 м жоғары болуы жағдайында кем дегенде 1:1,75 шамасынан аспауы тиіс. Үйінді конустарының құламаларының тіктігін конустың орнықтылығын есептеу (негізді тексеру көмегімен) арқылы анықтау керек;

г) үйіндіге шөктірілген тіреулердің конустарының құламаларының көлбеулігі 1:1,5 шамасынан аспауы тиіс, бұл көрсеткіш үйінділердің биіктігінің 12 м жоғары болуы кезінде орнықтылық деңгейін есептеу (негізді тексеру көмегімен) арқылы анықталуы тиіс.

Сейсмикалық аудандар үшін конустардың құламаларының көлбеулігін ҚНЖЕ II-7 талаптарына сәйкес тағайындау керек.

5.9.4 Ағаш көпірлердің тіреулерінің немесе тіреулердің бағаналарының шеткі қатары тіреу осінен конус жиегіне дейін есептегенде, үйіндіге қарай кем дегенде 0,50 м шығып тұруы керек, бұл ретте белағаштардың ұштары топырақпен жанасудан қорғалуы тиіс.

5.9.5 Конустардың үймелерін, сонымен қатар көпірлердің тіреулерінің артындағы үйінділерді жоғарыға қарай ұзындық бойымен алғанда кем дегенде тіреу артындағы үйінді биіктігіне 2,0 м шамасын қосқандағы деңгейде және төменге қарай (топырақтың табиғи беті деңгейінде) кем дегенде 2,0 деңгейінде, сүзгілеу коэффициенті (нығыздалғаннан кейін) кем дегенде 2 м/тәул. болатын құмды топырақтан немесе өзге дренаждаушы топырақтан қарастыру керек. Дренаждау үйіндісін кем дегенде 0,98 түріндегі нығыздау коэффициентіне дейін нығыздау керек.

Ерекше жағдайларда тиісті техникалық-экономикалық негіздеу кезінде, конструктивтік және технологиялық шаралардың көмегімен (соның ішінде бекіткіш және арматуралаушы синтетикалық материалдар мен торларды қолдану арқылы) тіреулердің, конустардың және тіреулердің артындағы үйінділердің талап етілетін сенімділігі мен ұзақ мерзімділігін қамтамасыз ету жағдайында сүзгілеу коэффициенті 2 м/тәуліктен төмен құмдарды қолдануға жол беріледі.

5.9.6 Көпірлер мен жол өтпелеріндегі конустардың құламаларын бүкіл биіктік бойымен нығайту қажет. Көпірлерге келу орындары мен құбырлардағы су басу аймағы шегінде конустардың құламалары мен табандарын және үйінділерді, сонымен қатар реттеу құрылыстарын нығайту түрлерін олардың тіктігіне, мұз жүру жағдайларына, толқындардың әсеріне және тасқындар кезіндегі максималды су шығындарына жауап беретін: жалпы торап темір жолдарындағы көпірлер үшін ең жоғарғы және қалған көпірлер үшін есептік жылдамдықтағы су ағынына тәуелді тағайындау керек. Бекіту орындарының жоғарғы бөлігінің белгі сызықтары үйіндіге судың жылжуын және толқынның келуін есепке алғанда, жоғарыда көрсетілген тасқындар кезінде орын алатын су деңгейлерінен:

- ірі және орташа көпірлерде – кем дегенде 0,50 м;
- шағын көпірлер мен құбырларда – кем дегенде 0,25 м жоғары болуы тиіс.

5.10 Суды бұру

5.10.1 Конструкциялардың жүріс бөлігін және су түсуі мүмкін өзге беттерін (соның ішінде тротуарлар) кем дегенде 20 %, темір жол көпірлерінің балласт астауларын кем дегенде 20 % көлденең көлбеулікпен жобалау керек. Бұл ретте, көлденең профильді жобалау кезінде жүріс бөлігі мен тротуарлардың көлбеуліктерін жырмау қажет.

Автожол және қала көпірлерінде жүріс бөлігі бетінің бойлық көлбеулігін кем дегенде 5 % түрінде қабылдау керек. Бойлық көлбеуліктің 10 %-дан асуы кезінде көлбеуліктердің геометриялық қосындысының 20 % кем емес болуы жағдайында көлденең көлбеулікті кемітуге жол беріледі.

5.10.2 Жүріс төсеміндегі суды су бұру түтіктерімен немесе көлденең немесе бойлық науалар арқылы бұру керек. Жүріс қабаты жабынының конструкциясында гидроқшаулау қабатының (өтімділігі өте нашар бетон негізіндегі гидроқшаулау қабатынан бөлек) болуы жағдайында су бұру түтіктерін орнату міндет болып табылады. Суды тротуарлар

арқылы (аралық құрылыстың бүкіл ұзындығы бойымен) ұйымдаспаған түрде кетіруге жол берілмейді.

Су бұру түтіктерінің үсті мен науалардың түбін су бұрылатын беттен кем дегенде 1 см төмен орналастыру керек.

Су бұру түтіктеріндегі су төменде жатқан конструкцияларға, сонымен қатар жол өтпесінің астында орналасқан темір жолдарға, жүріс бөлігіне және автомобиль жолдарының тротуарларына түсіп кетпеуі тиіс.

Темірбетон және бетон конструкциялардың (шеткі арқалықтардың консоль плиталары, тротуар блоктары, тіреулердің ұштары және т.б.) төменгі беттерінің әлсін-әлсін ылғалдануын болдырмау үшін, қорғаныс төмпешіктері мен суағарлар орнату керек.

Аралық құрылыстағы суды кетіру орындарында үйінді конусына, көпір бойы конусына су бұру науаларын орнату керек. Тіреулердегі суды кетіру үшін сенімді жұмыс істейтін дренаж жүйесінің орнатылуын қарастыру қажет.

5.10.3 Су бұру түтіктерінің ішкі диаметрі кем дегенде 150 мм болуы тиіс.

Дренаж суларын бұруға арналған түтіктердің диаметрі кем дегенде 40 мм болуы тиіс.

Темір жол көпірлерінің балласт астауларындағы су бұру түтіктерін 1 м² ағын ауданына кем дегенде 5 м² түтік қимасы сәйкес келетіндей есеппен орнату керек.

Автожол және қала көпірлерінің жүріс бөлігіндегі дренаж түтіктері арасындағы қашықтық аралық бойына қатысты алғанда, бойлық көлбеуліктің 5 % болуы кезінде кем дегенде 6 м және бойлық көлбеуліктің 5-тен 10 % дейінгі аралықта болуы кезінде 12 м құрауы тиіс. Бұдан тік көлбеулерде түтіктер арасындағы қашықтықты арттыруға болады. Бір аралықтағы түтіктер саны үштен кем болмауы тиіс.

Су бұру түтіктері мен дренаж түтіктерін конструкцияларды бетондау кезінде орнату керек. Гидрооқшаулау орны түтік шұңқырына қаратылып, су қабылдау стақанымен қысылуы тиіс. Түтіктердің конструкциялары оларды жылдам әрі қарапайым бұзуға және тазалауға мүмкіндік беруі тиіс.

5.11 Эксплуатациялық жайластыру

5.11.1 Аралық құрылыстардың барлық бөліктері, тіреулер мен құбырлардың көрінетін беттері тексеру және күтім жасау үшін қолжетімді болуы тиіс, бұл үшін өткелдер, люктер, басқыштар, таянышты қоршаулар (биіктігі кем дегенде 1,10 м), арнайы қарау жабдықтарын, сонымен қатар қажеттілік жағдайында уақытша төсеме тақталарға арналған төсеу бөлшектерін орнату керек. Арқалықтар негізіндегі аралық қабаттар мен жылжымалы тіреу бөлшектерінен тұратын көпірлерде тіреу бөлшектерінің қалпын реттеу, оларды жөндеу және ауыстыру жұмыстарын орындауға қажетті жағдайларды қарастыру керек.

5.11.2 Көпір құрылысының немесе құбырдың әрбір ұшынан, үйінді биіктігінің темір жолдар үшін 2 м артық және автожол құрылыстары үшін 4 м артық болуы жағдайында, әдетте, құламалар арқылы ені кем дегенде 0,75 м тұрақты басқыштар орналастыру керек.

5.11.3 Тоннель типті жол өтпелері мен темір жол көпірлерінде олардың ұзындығының 50 м артық болуы жағдайында, шахмат тәртібінде орналасқан, жүріс бөлігінің әрбір тарапынан 50 м аралығында, темір жолдың жүріс бөлігі деңгейінде

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

орналасқан күрке-аландар қарастыру керек. Көпір құрылысы ұзындығының 100 м дейін жетуі кезінде күрке-аландарды жүріс бөлігінің әрбір тарапына бір-бірден орнатуға жол беріледі.

Пойыздардың 120 км/сағ артық қозғалу жылдамдығы көзделген тораптарда, сонымен қатар ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы минус 40 °С төмен (қамтамасыз етілу көрсеткіші 0,98) аудандарда күрке-аландардың арасындағы қашықтық 25 м аспауы тиіс.

5.11.4 Көпір құрылыстарының металл конструкцияларының барлығы, олардың тұрақты тоқ байланыс желісінен 5 м кем қашықтықта және ауыспалы тоқ байланыс желісінен 10 м кем қашықтықта орналасуы жағдайында, тиісті түрде жерге тұйықталған болуы тиіс.

Сонымен қатар, байланыс желісін қолдап отыратын темірбетон және бетон конструкциялар да жерге тұйықталуы тиіс.

5.11.5 Электрленген темір жолдар арқылы өтетін жол өтпелері мен жаяу жүргінші көпірлерінде байланыс желісінің үстінен биіктігі 2,0 м қоршау және сақтандыру қызметтерін атқаратын тік қалқалар (торлар) орнатылуын қарастыру керек. Көпірдің әрбір тарапынан ұзындығы 1,5 м кем көлденең қалқалар (торлар) қолдануға жол беріледі.

5.11.6 Сұйық шойын және ыстық қож құйылған шөміштерді тасымалдау жолдарындағы темір жол көпірлері мен жол өтпелерінде таяныштардың орнына арнайы сақтандыру қоршаулары болуы тиіс, олардың биіктігі мұндай шөміштердің үстіңгі бөлігінен 20 см артық болуы қажет. Бұл ретте, әр тараптан әрбір 50 м сайын шахмат тәртібінде орналастырылатын күрке-аландар қарастыру керек.

Құйма, шойын немесе қож құрамдарының өту орындары орналасқан жол өтпесі конструкцияларында қоршау конструкцияларының 100 °С жоғары температураға дейін қызуын шектейтін арнайы экрандар болуы тиіс.

5.11.7 Көпірлердің барлығында мұнай құбырларын, мұнай өнімдері құбырларын және көбінесе кернеулігі жоғары (кернеуі 1000 В жоғары) электр беріліс желілерін жүргізуге жол берілмейді, көпірлерде газ құбырларын мен кәріз құбырларын, сонымен қатар су жіберу тораптарын жүргізуге болмайды.

Арнайы техникалық-экономикалық негізделуі жағдайында, автожол, қала және жаяу жүргінші көпірлерінде болат құбырлардың ішіне жұмыстық қысымы 0,6 МПа аспайтын жылу желілерін, су құбыры желілерін, арын кәрізі мен газ құбырларын жүргізуге жол берілмейді.

Кез келген жағдайда, құбыр желілері мен кабельдердің жарылуы немесе зақымдануы кезінде көпірдің тұтастығын, сонымен қатар оның үстіндегі қозғалыстың үздіксіздігі мен қауіпсіздігін қамтамасыз ету шаралары қарастырылуы тиіс. Бұл үшін әдетте ірі және орташа көпірлерде жалпы жағдайда, ал темір жол көпірлерінде міндетті тәртіпте электр тарату желілері мен өзге байланыстарды көпірдің қос тарапынан өшіруге арналған құрылғылар болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Негізделген жағдайда, көпірді ағымдағы қамту жұмыстарының қауіпсіздігінің қамтамасыз етілуі жағдайында, елді мекендерде орналасқан қала автожол көпірлерінде көпірді пайдаланушы ұйыммен немесе тапсырыс берушімен келісу арқылы жоғары кернеулі электр тарату кабель желілерін жүргізуге жол беріледі.

Көпірлер арқылы май толтырылған кабель желілері мен жоғары кернеулі әуе электр таратқыштарын жүргізуге рұқсат етілмейді.

5.11.8 Ажыратылмалы аралықтардан тұратын темір жол және автожол көпірлері, сонымен қатар жүріс бөлігі біріктірілген көпірлер (рельсті және рельссіз көлік құралдарының әртүрлі уақытта қозғалуы үшін) екі жағынан көпірлерге кіреберіс орындарынан кем дегенде 50 м қашықтықта орналасқан қалқалау сигналдарымен қоршалуы тиіс.

Қалқалау сигналдарын ашу ажыратылмалы аралық қалпының ажыратылмауы кезінде, сонымен қатар біріктірілген пойыздың жұмыссыз күйінде ғана мүмкін болуы тиіс.

Ажыратылмалы аралықтардан тұратын темір жол көпірлері, сонымен қатар екі жолды бөліктеріндегі бір жолды көпірлер сақтандыру (ұстау) тұйықтарымен немесе жолды қоршау құрылғыларымен қорғалған болуы тиіс.

Ірі темір жол көпірлері үшін қоршау және хабарлау сигнализациясының, сонымен қатар габариттік-бақылау құрылғыларының орнатылуын қарастыру керек.

Көпірлердің астындағы кеме жүретін аралықтар су жолдары арқылы жарықтандырылатын кеме сигнализациясымен жабдықталуы тиіс.

5.11.9 Күзетілетін көпірлерде көпірді күзету қызметіне арналған үй-жайлар мен тиісті құрылғылар қарастыру керек.

Ұзындығы 200 м асатын ірі темір жол көпірлерінің, сонымен қатар автожол және қала көпірлерінің жанынан оларға қызмет көрсетуге арналған ауданы $16 — 25 \text{ м}^2$ үй-жайлар, сонымен бірге негізделген жағдайларда компрессорлық қондырғыларға арналған үй-жайлар қарастыру керек.

Ірі темір жол көпірлерінде ағымдағы қамту және жөндеу жұмыстарын механикаландыру үшін сызылған ауа мен суды беру тораптарын, сонымен қатар тоқты бөлу нүктелерінен тұратын бойлық бағытта электрмен қамсыздандыру желілерін қарастыру керек.

6 ЖҮКТЕМЕЛЕР ЖӘНЕ ӘСЕРЛЕР

6.1 Жүктемелер және әсерлердің түрлері

6.1.1 5-кестеге сәйкес қабылданатын көпірлер мен құбырлардың конструкцияларына түсетін жүктемелер мен әсерлерді және олардың үйлесімдерін есептеу керек.

6.1.2 Есептік жүктемелердің бір уақытта пайда болуы ықтималдықтарының кемуін есептейтін үйлесім коэффициенттерін η барлық есептеулерде:

а) № 1-6 тұрақты жүктемелері, № 17 жүктемесі және бос жылжымалы темір жол құрамының салмағы үшін – 1,0;

б) уақытша жүктемелердің біреуінің ғана немесе өзге жүктемелерсіз бір-біріне ілеспе жүктемелердің № 7-9 (№7, 8, 10) әрекетін есептеу кезінде – 1,0;

в) екі немесе одан көп уақытша жүктемелердің әсерін есептеу кезінде (№ 7-9 немесе № 7, 8, 10 жүктеме топтарын шартты түрде бір жүктеме деп есептеу арқылы) уақытша жүктемелердің біреуіне – 0,8, қалғандары үшін – 0,7 тең етіп қабылдау керек.

5-кесте – Жүктемелер мен әсерлер

Жүктеме (әсер) нөмірі	Жүктемелер мен әсерлер	Аталған жүктемемен (әсермен) үйлесімділік кезінде есептелмейтін жүктеме (әсер)
Тұрақты		
1	Конструкциялардың меншікті салмағы	—
2	Алдын ала күш әсері (соның ішінде күштерді реттеуден кейін)	—
3	Үйінді салмағы әсерінен туындайтын топырақ қысымы	—
4	Гидростатикалық қысым	—
5	Бетонның шөгуі мен жылжығыштығының әсері	—
6	Топырақтың шөгуінің әсері	—
Уақытша		
Жылжымалы құрама немесе жаяу жүргіншілер әсерінен туындайтын		
7	Тік жүктемелер	16, 17
8	Жылжымалы құрама әсерінен туындайтын топырақ қысымы	16, 17
9	Ортадан тебу күшінен келетін көлденең жүктеме	10, 16, 17
10	Жылжымалы құрамның көлденең соққылары	9, 11, 12, 16-18
11	Тежеуден немесе тарту күшінен келетін көлденең бойлық жүктеме	10, 13, 14, 16, 17
Өзге		
12	Жел әсерінен туындайтын жүктеме	10, 14, 18
13	Мұз әсерінен туындайтын жүктеме	11, 14, 16, 18
14	Кемелердің келуі әсерінен туындайтын жүктеме	11-13, 15-18
15	Температуралық климаттық әсерлер	14, 18
16	Топырақтың аяздан қатуынан туындайтын әсерлер	7-11, 13, 14, 18
17	Құрылыс жүктемелері	7-11, 14, 18
18	Сейсмикалық жүктемелер	10, 12-17
19	Тірек бөліктеріндегі үйкеліс және жылжу кедергісі	11, 14, 18
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 Төзімділік есептері тұрақты жүктемелер мен әсерлерден бөлек, № 7-9 уақытша жүктемелер де кіретін үйлесім негізінде жүргізіледі, бұл ретте тротуарлардағы жаяу жүргіншілердің тік жүктемесі мен жылжымалы құрама әсерінен туындайтын тік жүктемені бірге есептеудің қажеті жоқ.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 II топтың шектік күйлері бойынша есептерді № 1-9, 15 және 17 жүктемелер мен әсерлердің үйлесімі негізінде ғана жүргізу керек. Бұл ретте, темірбетон конструкциялардың жарыққа төзімділігін есептеу кезінде № 11 жүктемені, тіреулердің үстіңгі бөлігінің көлденең жылжуларын есептеу кезінде № 10, 12 және 13 жүктемелерді де есепке алу керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 3 Жабық типтегі жаяу жүргінші көпірлері үшін ҚНЖЕ 2.01.07 сәйкес қардан туындайтын жүктемені де есепке алу керек.</p>		

ЕСКЕРТПЕ 1 № 12 жүктемеге оны барлық жағдайда № 7 жүктемемен бірге есептеу кезінде, жүктемені туындататын жылжымалы құрамның түріне байланысты η коэффициентін:

а) жүктеменің:

1) бүйірлік жел әсерінен қорғалмаған жылжымалы темір жол құрамы мен метрополитен пойыздары әсерінен туындауы жағдайында — 0,5;

2) бүйірлік жел әсерінен галереялармен қорғалған жылжымалы темір жол құрамы мен метрополитен пойыздары әсерінен туындауы жағдайында — 1,0;

б) автокөлік құралдары және трамвай вагондары әсерінен туындауы жағдайында — 0,25 түрінде қабылдау керек.

Автожол және қала көпірлері үшін бірнеше уақытша жүктеменің әсер етуі және олардың арасында № 7 жүктеменің болмауы жағдайында, № 12 жүктемеге $\eta = 0,5$ мәнін қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 2 Жүктемелердің кез келген үйлесімінде η коэффициенттерін: № 7-9 жүктемелі үшін бірдей, № 11 жүктеме үшін – № 7 жүктеме үшін қолданылатын коэффициенттен аспайтындай етіп қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 3 № 18 жүктемені № 7 жүктемемен және оған ілеспе жүктемелермен бірлесіп есептеу кезінде η коэффициенттерін № 18 жүктемесі үшін 0,8 түрінде, келесі көпірлерге түсетін қалған жүктемелер үшін:

- темір жол көпірлеріне (тек бір жолдан) — 0,7;
- автожол және қала көпірлеріне — 0,3 түрінде қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ 4 уақытша жүктемелер мен әсерлердің әртүрлі комбинацияларына арналған η коэффициенттерінің мәні В қосымшасында келтірілген.

6.1.3 Барлық шектік күй топтары бойынша конструкцияларға есептер жүргізуге арналған жүктемелер мен әсерлердің шамалары 6-кестеге сәйкес жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттерін γ_f (тиісті нормативтік жүктемелер мен әсерлер үшін 6.2.7, 6.3.13 және 6.4.9 бойынша) және осы кестеге сүйене отырып 6.3.12-де көрсетілген $1+\mu$ немесе $1+2/3\mu$ динамикалық коэффициенттерін қолдану арқылы қабылданады.

6-кесте – Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттері және динамикалық коэффициенттер

Шектік күй тобы	Есептеу түрі	Енгізілетін коэффициент	
		жылжымалы тік жүктемеден өзге барлық жүктемелер мен әсерлерге	жылжымалы тік жүктемеге*
I	а) «б» — «г» тізімі берілгендерден өзге барлық есептеулер	γ_f	$\gamma_f; 1 + \mu$
	б) Төзімділік есебі	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1;$ $1 + 2/3\mu$
	в) Орналасу қалпының тұрақтылығы есебі	γ_f	γ_f^{***}
	г) Сейсмикалық жүктемені қамтитын үйлесімді есеп	γ_f^{**}	γ_f
II	Барлық есептеулер, соның ішінде темірбетонда жарықтардың түзілуі және оларды ашу есептері	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1$
<p>* Келісілмеген барлық жағдайда (6.4.7 бойынша крандардан түсетін жүктемені қоспағанда) динамикалық коэффициентке $1 + \mu = 1$ мәнін қабылдау керек.</p> <p>** Сейсмикалық жүктемелер үшін $\gamma_f = 1$ мәнін қабылдау керек.</p> <p>*** Бос темір жол құрамы мен метрополитен үшін $\gamma_f = 1$ мәнін қабылдау керек.</p>			

6.2 Тұрақты жүктемелер мен әсерлер

6.2.1 Конструкциялардың меншікті салмағынан түсетін нормативтік тік жүктеме мөлшерін, сонымен қатар тұрақты қарау жабдықтарын, электрмен жабдықтау және

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

байланыс желілерінің тіреулері мен сымдарын, құбырлар мен т.б. заттарды жобада көрсетілген көлемдерге сәйкес анықтау керек.

Арқалық негізіндегі аралық құрылыстар үшін олардың меншікті салмағынан түсетін жүктеме мөлшерін, егер оның мәні жекелеген бөліктерде орташа мөлшерден 10 % аспайтындай шамаға ауытқитын болса, аралық ұзындығы бойымен біркелкі таралған күйде қабылдау керек.

Бір темір жолдың көпірдегі төсемі салмағынан түсетін нормативтік жүктемені:

- ағаш арқалықтардың қолданылуы және тротуарлардың болмауы жағдайында — 6,9 кН/м жол;

- сол сияқты, төсемі металл консольдерден және темірбетон плиталардан құралған екі тротуардың қолданылуы жағдайында;

- тротуарларсыз темірбетон балласт плиталарының қолданылуы жағдайында — 16,7 кН/м жол;

- сол сияқты, екі тротуардың болуы жағдайында — 22,6 кН/м жол мәніне тең етіп қабылдау керек.

Дәнекерленген жіктердің, сонымен қатар беріктігі жоғары бұрандамалар мен сомындардың және екі тығырлықтың салмағын 7-кесте бойынша металдың жалпы салмағына қатысты пайыз түрінде қабылдауға жол беріледі.

7-кесте - Дәнекерленген жіктер мен тетіктердің металдың жалпы салмағына қатысты салмағы

Металл конструкция	Дәнекерленген жіктер, %	Беріктігі жоғары бұрандамалардың, сомындар мен екі тығырлықтың шығыңқы бөліктері, %
Дәнекерленген бұрамалы	1,0	4,0
Дәнекерленген	2,0	—

6.2.2 Конструкциядағы алдын ала қысымның (соның ішінде күштерді реттеуден туындаған) нормативтік әсеріне қарастырылып отырған жұмыс кезеңіне сәйкес келетін шығындардың нормативтік мөлшерін ескере отырып, көзделген (бақыланатын) күш негізінде белгілеу керек.

Темірбетон және болат-темірбетон конструкцияларда күштерді реттеу және олардың қысымы бойынша жұмыстарды орындау технологиясына байланысты шығындардан бөлек, бетонның шөгуі және жылжығыштығы әсерінен туындайтын шығындарды да ескеру керек.

6.2.3 Үйінді салмағының әсерінен топырақтың көпір тіреулері мен құбырлардың бөлімдеріне түсіретін нормативтік қысымын келесі формулалар бойынша анықтау керек, кПа:

а) тік қысым:

- көпірлердің тіреулері үшін

$$p_v = \gamma_n h, \quad (3)$$

- құбырлардың бөлімдері үшін

$$p_v = C_v \gamma_n h, \quad (4)$$

б) көлденең (бүйірлік) қысым

$$p_n = \gamma_n h_x \tau_n, \quad (5)$$

мұндағы h , h_x — көпірлердің тіреулері үшін Г қосымшасы бойынша, құбырлардың бөлімдері үшін Д қосымшасы бойынша анықталатын үйінді биіктігі, м;

γ_n — топырақтың нормативтік салыстырмалы салмағы, кН/м³;

C_v — құбырлардың бөлімдері үшін Д қосымшасы бойынша анықталатын тік қысым коэффициенті;

τ_n — келесі формула бойынша анықталатын көпірлердің немесе құбыр бөлімдерінің жағалаудағы тіреулеріне үйілген үйінді топырағының нормативтік бүйірлік қысымының коэффициенті:

$$\tau_n = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (6)$$

мұндағы φ_n — топырақтың ішкі үйкелісінің нормативтік бұрышы, градус.

γ_n және φ_n мәндерін әдетте, құрылыстардағы үйінділерге қолдануға арналған топырақ үлгілерінің зертханалық зерттеулері негізінде қабылдау керек.

Топырақтың нормативтік қысымын анықтауға арналған жобаларды қайта қолдану кезінде үйінді топырағының салыстырмалы салмағын $\gamma_n = 17,7$ кН/м³ түрінде, ішкі үйкелістің нормативтік бұрыштарын φ_n :

- құмды (дренажды) топырақ үю жағдайында, тіреулер үшін — 35°;
- үйіндіде орналасқан құбыр бөлімдері үшін — 30°;
- құбырлардың ұштары үшін — 25° түрінде қабылдауға жол беріледі.

Көпірлердің тіреулеріне топырақтың меншікті салмағынан түсетін бірдей әрекет етуші нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымды анықтау әдістемесі Г қосымшасында келтірілген.

6.2.4 Нормативтік гидростатикалық қысымды (судың ілінісу әсері) 11-тараудың нұсқауларына сәйкес анықтау керек.

6.2.5 Бетонның шөгуі мен жылжығыштығының нормативтік әсерін қатысты деформациялар түрінде қабылдау және конструкциялардағы жылжулар мен күштерді анықтау кезінде ескеру қажет. Бетонның жылжығыштығы тұрақты жүктемелердің әрекеті негізінде ғана анықталады.

Қарастырылып отырған жұмыс кезеңі үшін шөгу және жылжығыштық әсерінен болған деформациялардың нормативтік мәндерін 7 және 9-тараулардың нұсқауларына сәйкес, бетонның шектік қатысты шөгу деформацияларының мәндері ε_n және бетонның жылжығыштықтан туындаған деформацияларының салыстырмалы мәндері c_n бойынша анықтау керек.

6.2.6 Сыртынан статикалық анықтауға келмейтін жүйеге аралық құрылыстарды қолдану кезінде көпірлердің тіреулерінің негізіндегі топырақтың шөгуінен туындайтын нормативтік әсерді есепке алу керек.

6.2.7 6.2.1-6.2.6-да көрсетілген тұрақты жүктемелер мен әсерлерге арналған жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттерін γ_f 8-кесте бойынша қабылдау керек. Бұл ретте, күш түсірілетін бөліктердің барлығында әрбір жүктеме үшін γ_f мәндерін, күш түсірілетін әртүрлі бөліктер үшін γ_f мәні 5.5.5 және 5.5.6-ға сәйкес қабылданатын орналасу қалпының орнықтылығын есептеу әрекеттерін қоспағанда, барлық жағдайда бірдей етіп қабылдау керек.

8-кесте – Тұрақты жүктемелер мен әсерлерге арналған сенімділік коэффициенттері

Жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттері γ_f
Берілген кестеде төменде көрсетілгеннен өзге барлық жүктемелер мен әсерлер	1,1 (0,9)
Темір жолға, сонымен қатар метрополитен және трамвай жолдарына арналған балластпен жүру кезіндегі көпір төсемінің салмағы	1,3 (0,9)
Бетон және темірбетон плиталарда орналасқан трамвай жолдарына арналған көпірдің балласт төсемінің салмағы	1,2 (0,9)
Теңестіруші, изоляциялық, қорғаныс қабаттарының, таяныштардың қоршауларының, автожол және қала көпірлері байланыстарының салмағы	1,3 (0,9)
Автожол көпірлерінің жүріс бөлігі мен тротуарларының жабынының салмағы	1,5 (0,9)
Сол сияқты, қала көпірлерінің;	2,0 (0,9)
Көпірлердегі ағаш конструкциялардың салмағы	1,2 (0,9)
Топырақтың үйінді салмағының әсерінен:	
- көпірлердің тіреулеріне (бағаналарды қоса алғанда)	1,4 (0,7)
- құбырлардың бөлімдеріне түсетін көлденең қысымы.	1,3 (0,8)
Гидростатикалық қысым	1,1 (0,9)
Бетонның шөгуі мен жылжығыштығының және арматураның алдын ала қысымының конструкцияларға әсері және күштерді реттеу	1,1 (0,9)
Топырақтың шөгуінің әсері	1,5 (0,5)
ЕСКЕРТПЕ 1 Ішкі шаруашылық жүргізу автомобиль жолдары үшін γ_f мәндерін жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарындағы көпірлер үшін қолданылатын γ_f мәндерімен бірдей етіп қабылдау керек.	
ЕСКЕРТПЕ 2 Жақшадағы γ_f мәндерін жүктемелерді үйлестіру кезінде конструкция элементтеріне тиімсіз әсердің әрекет етуі жағдайларында қабылдау керек.	

6.3 Жылжымалы құрамадан және жаяу жүргіншілерден түсетін уақытша жүктемелер

6.3.1 Темір жолдардың жылжымалы құрамасынан түсетін нормативтік уақытша тік жүктемені (СК) салмағы 24,5 К (кН) дейінгі шоғырландырылған жүктердің жекелеген топтарынан алынған жалпы максималды балама жүктеме v , кН/м жол, және қарқындылығы 9,81 К (кН/м жол) бірқалыпты таралған жүктеме түрінде (темір жолдардың көлік құралдарының даму келешектерін ескере отырып) қабылдау керек.

К көрсеткіші белгіленетін жүктеменің класын білдіреді, ол:

- күрделі құрылыстар үшін — 14;
- ағаш көпірлер үшін — 10-ға тең етіп қабылданады.

Нормативтік жүктеменің v қарқындылығы кестесі және көрсетілген жүктеменің әсер ету сызығына күш түсіру ережесі Е қосымшасында келтірілген. Бұл ретте λ – әсер ету сызығының күш түсіру бойының ұзындығы, м; $\alpha = a/\lambda$ — әсер ету сызығының үстіңгі бөлігінің қатысты орналасу қалпы; a — әсер ету сызығының жоғарғы бөлігінен оның соңына дейінгі ең кіші қашықтығының проекциясы, м мәндері қабылданған.

1 м жолға сәйкес келетін жүктеме салмағын $\alpha = a/\lambda = 0,5$ жағдайында v мәндеріне тең, бірақ 19,62 К (кН/м жол) аспайтындай етіп қабылдау керек.

Бос жылжымалы құрамадан түсетін уақытша тік жүктемені 13,7 кН/м жол мәніне тең етіп қабылдау керек.

Аса ауыр жылжымалы темір жол құрамының келуі көзделген өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жол тораптарындағы көпірлер мен құбырлардың жеке көрсеткіштерін есептеу үшін нормативтік жүктемені оның салмағын ескере отырып қабылдау керек.

Төменде көрсетілген жағдайларда, СК жүктемесін пойыздарда перспективалы локомотивтер мен вагондардың болуын, сонымен қатар ауыр транспортерлердің жоқтығын ғана есептейтін $\varepsilon \leq 1$ коэффициенттерін қолдану арқылы есептеу қажет.

εСК жүктемесін:

- шыдамдылықты есептеу;
- темірбетон конструкциялардағы жарықтардың жайылу көрсеткіштерін, сейсмикалық жүктемелерге қатысты шамаларды есептеу, сонымен қатар бүкіл күш түсірілетін жолдардағы аралық құрылыстардың иілімдері мен тіреулердің жылжуларын анықтау; қалған өзге жағдайларда екінші және үшінші жолдарға күштердің түсуі кезінде қабылдау қажет.

ε коэффициентінің мәнін 9-кесте бойынша анықтау керек.

9-кесте - ε коэффициенттері

Күш түсіру сызығының ұзындығы λ, м	ε коэффициенті
5 және одан кем	1,00
10-нан 25-ке дейін	0,85
50 және одан артық	1,00
ЕСКЕРТПЕ 1 Егер есептеулерде ε коэффициентінен бөлек динамикалық коэффициент ($1+\mu$ немесе $1+2/3\mu$) есепке алынса, олардың көбейтіндісін бірден кем болмайтындай қабылдау керек.	
ЕСКЕРТПЕ 2 Аралық мәндер λ үшін ε коэффициентін интерполяция бойынша анықтау керек.	

6.3.2 Автомобиль жолдарындағы (жалпы қолданыстағы, ауыл шаруашылығында маманданған ұйымдар мен кәсіпорындардың ішкі шаруашылық жүргізу жолдары), қалалардың, ауылдардың және ауылдық елді мекендердің көшелері мен жолдарындағы жылжымалы құрамадан түсетін нормативтік уақытша тік жүктеменің сызбасын (келешектегі жағдайды ескере отырып):

а) автокөлік құралдары үшін — әрқайсысы осьтік жүктемесі 9,8 К (кН/м) түріндегі бір қос осьті арбадан және қарқындылығы v (екі жолда да) $0,98K$ (кН/м) түріндегі бірқалыпты таралған жүктемеден тұратын АК сызықтары түрінде (1-сурет, а), мұндағы c — дөңгелектің жүріс бөлігі бетімен жанасу ұзындығы, м қабылдау керек.

АК жүктемесі трамвай жолдарының оқшауланбаған төсемде орналасуы жағдайында оларға да әсер етеді.

I-IV санаттарына жататын жолдардағы көпірлер мен құбырлар үшін К жүктемесінің класын 14-ке тең, V санатындағы жолдардағы шағын және орташа көпірлер үшін 11-ге тең етіп қабылдау керек.

Қалалардың демалу және табиғатты қорғау аймақтарында орналасқан ағаш көпірлер үшін жүктеме класын 11-ге тең етіп қабылдау керек.

Автокөлік құралдары үшін қолданыстағы көпірлер мен құбырларды реконструкциялау жұмыстарын жобалау кезінде, құрылыстарды жанасына ауыстыру

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

жағдайында К жүктеме класын 14-ке тең және құрылыстың қолданыстағы конструкцияларын толық немесе ішінара қолдану жағдайында 11-ге тең етіп қабылдау керек;

б) ҚР СТ 1380 бойынша келесідей жобаланатын көпірлер мен құбырларға түсетін НК бірлік ауыр жүктемелері үшін:

- А14 жүктемесінің әсер етуі жағдайында – оське түсетін жүктемесі тиісінше 196 кН және 294 кН болатын алты осьті арбалар түрінде (1-сурет, в, г);

- А11 жүктемесінің әсер етуі жағдайында – оське түсетін жүктемесі 196 кН болатын төрт осьті арба түрінде (1-сурет, б) қабылдау керек;

в) метрополитеннің әрбір жолдан жүріп өтетін жылжымалы құрамасы үшін – есептік ұзындықты кескіндеуге арналған, әрбір жүк тиелген вагонының жалпы салмағы 588 кН болатын төрт осьті вагондардан тұратын пойыз түрінде (1-сурет, д). Бір белгілі екі немесе одан көп бөліктен тұратын әсер ету сызығына күш түсіру кезінде оларды бөліп тұрған жол бөліктеріне әрқайсысының салмағы 294 кН болатын бос вагондарды қою керек;

г) әр жолдағы трамвайлар үшін (трамвай жолдарының жеке қоршалған немесе оқшауландырылған төсемде орналасуы жағдайында) – әрбір жүк тиелген вагонының жалпы салмағы 294 кН және бос вагонының салмағы 147 кН болатын төрт дөңгелекті вагондардан тұратын пойыздар түрінде (1-сурет, е); пойыздардағы вагондар саны және пойыздар арасындағы қашықтық: бір пойыздағы вагондар саны төрттен артық емес; жақын орналасқан пойыздардың шеткі осьтері арасындағы қашықтық 8,5 м кем емес түріндегі шектеулердің қойылуы жағдайында ең жағымсыз күш түсіру әсеріне төтеп беруі тиіс.

Көпірлерге көрсетілген жүктемелердің күш түсіруі есепке алынатын элементтерде жоғары күш мәндерін, нормаларда белгіленген конструкцияның орналасу орындарында – максималды жылжу әрекеттерін (деформациялар) туындатуы тиіс. Бұл ретте, АК жүктемесі үшін барлық жағдайда келесі шарттар орындалуы тиіс:

- белгілері әртүрлі үш немесе одан да көп бөліктерден тұратын әсер ету сызықтарының болуы жағдайында, арба қарастырылатын белгі үшін ең жоғарғы күш (жылжу) мәнін беретін бөлікке күш түсіреді, ал аталған белгінің күш түсіруіне (жылжуына) себепкер болатын бөліктердің барлығына бірқалыпты таралу күші түсіріледі (ұзындық бойынша қажетті үзілістерімен);

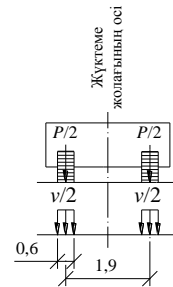
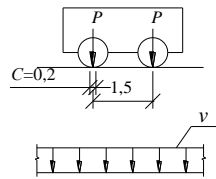
- көпірге енгізілетін жүктеме жолақтарының саны белгіленген қозғалу жолақтарының санынан аспауы тиіс;

- аралас жүктеме жолақтары осьтерінің арасындағы қашықтық 3,0 м кем емес болуы тиіс;

- әр бағытта көп жолақты қозғалыстың орын алуы және көпірде бөлу сызығының болмауы жағдайында әр бағыттағы ішкі шеткі жүктеме жолағының осі осьтік сызыққа немесе қозғалыс бағытын бөлу сызығына қатысты алғанда 1,5 м қашықтықтан жақын орналаспауы тиіс.

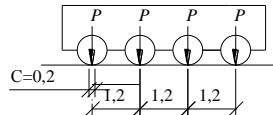
а) $P=9,8\text{K}$
 $v=0,98\text{K}$

АК



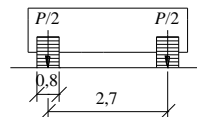
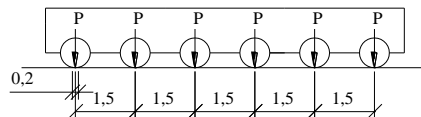
б) $P=196\text{кН}$

НК-80



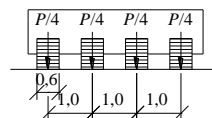
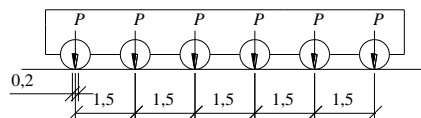
в) $P=196\text{кН}$

НК-120

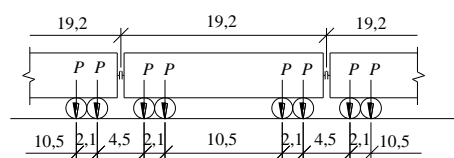


г) $P=294\text{кН}$

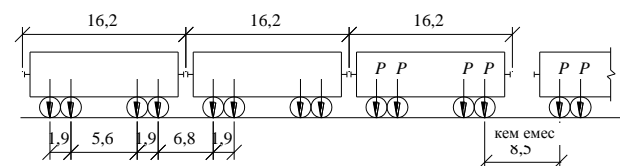
НК-180



д) Оське түсетін жүктеме 147 кН



е) Оське түсетін жүктеме 73,5 кН



а) – қарқындылығы v болатын бірқалыпты таралған жүктеме сызығы және оське түсетін қысымы P болатын бірлік арба түріндегі АК автомобиль жүктемесі; б), в), г) - НК-80, НК-120, НК-180 бірлік ауыр жүктемелері; д) – метрополитен пойыздары; е) – трамвай пойыздары.

1-сурет – автожол және қала көпірлерінің өлшемдерін есептеуге арналған көлік құралдарынан түсетін жүктемелер сызбасы

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Көпір конструкцияларының беріктігі мен орнықтылығына қатысты есептеулер жүргізу кезінде АК жүктемесінің әсер етуінің екі жағдайын қарастыру керек:

- *бірінші* — қозғалыс жолақтарының санынан аспайтын жүктеме жолақтары санының жүріс бөлігінде (қауіпсіздік жолақтары кірмейді) тиімсіз орналасуын қарастыру жағдайы;

- *екінші* — тротуарларға күштің әсер етпеуі кезінде жүріс төсемінің (қауіпсіздік жолақтары кіретін) бүкіл ені бойымен екі жүктеме жолағының (бір жолақты көпірлерде – бір жүктеме жолағының) тиімсіз орналасуын қарастыру жағдайы.

Бұл ретте, шеткі АК жүктеме сызықтарының осьтері бірінші жағдайда жүріс бөлігінің жиегінен, екінші жағдайда жүріс төсемінің қоршауынан кем дегенде 1,5 м алшақ орналасуы тиіс.

Конструкциялардың төзімділігіне және екінші топтың шектік күйлеріне есептеулер жүргізу кезінде АК жүктемесінің әсер етуінің тек бірінші жағдайын ғана қарастыру керек.

Қарастырылатын қимада бірнеше күш факторларының бірлескен әсерін анықтау кезінде әрбір фактор үшін АК жүктемесіне ең жағымсыз орналасу қалпын белгілеуге жол беріледі.

Метрополитен жолдарының астынан салынатын көпірлерге (біріктірілмеген) бірінші топтың шектік күйлері бойынша есептеулер жүргізу кезінде жолдардың біріне динамикалық әсер туындатпайтын, бірақ ұзындығы есептік пойыздың ұзындығынан асатын (2 есеге дейін) пойыздың күш түсіруі тексерілуі тиіс. Бұл ретте, екі жолды көпірлердің екінші жолына есептік ұзындықтағы пойыздың күш түсіруі тексерілуі тиіс.

НК-80 және НК-120 бірлік жүктемелері жүріс бөлігі шегінде (бұған қауіпсіздік жолақтары кірмейді) орналастырылады. НК-180 жүктемесі көпір құрылысының жүріс бөлігінің осі бойынша орналастырылады.

ЕСКЕРТПЕ 1 Егер көпірде ені 3 м және одан асатын қоршауларсыз бөлу жолағы қарастырылса, онда көпірге уақытша тік жүктемелер түсіру кезінде келешекте қозғалысқа арналған бөлу сызығын қолдану мүмкіндігін ескеру керек.

ЕСКЕРТПЕ 2 НК жүктемесі тротуарлардағы уақытша жүктемемен, сейсмикалық жүктемелермен бірге, сонымен қатар конструкциялардың төзімділігін есептеу кезінде, ал аса ауыр НК-180 жүктемесі екінші топтың шектік күйлері бойынша есептеулер жүргізу кезінде де бірлесіп есепке алынбайды.

ЕСКЕРТПЕ 3 Трамвай жолдарына автокөлік құралдарынан туындайтын уақытша жүктеме түсіру кезінде (6.3.2, а) АК жүктемесі жолақтарының осін трамвай жолдарының осімен біріктіру керек.

ЕСКЕРТПЕ 4 Жүріс бөлігі қабатының қалыңдығы шегінде қысымның таралу бұрышын 45° түрінде қабылдау керек.

6.3.3 Автомобильдердің аса ауыр жүктерді көтеруі көзделген және жалпы тағайындаудағы автокөлік құралдарының салмақтық және габариттік параметрлерінің шектеулері таралмайтын өнеркәсіптік кәсіпорындардың автомобиль жолдарындағы жылжымалы құрамадан түсетін нормативтік тік жүктемені 10-кестеде берілген параметрлер арқылы АБ екі осьті автомобильдерінің екі бағанасы түрінде қабылдау керек.

10-кесте – АБ автомобильдерінің параметрлері

Параметр	Жүктеме		
	АБ-51	АБ-74	АБ-151
Жүк тиелген автомобильдің:			
- артқы	333	490	990
- алдыңғы осіне түсетін жүктеме, кН.	167	235	490
Автомобильдің осьтері (база) арасындағы қашықтық, м	3,5	4,2	4,5
Ені бойынша габарит (артқы осьтің дөңгелектері бойынша), м	3,5	3,8	5,4
Дөңгелек, табан ені, м:			
- артқы	2,4	2,5	3,75
- алдыңғы	2,8	2,8	4,1
Артқы дөңгелектердің жүріс бөлігі жабынымен жанасу алаңының өлшемі, м:			
- ұзындығы бойынша	0,4	0,45	0,80
- ені бойынша	1,1	1,30	1,65
Дөңгелек диаметрі, м	1,5	1,8	2,5

Жобалау кезінде келесі жағдайларды қарастыру керек:

- а) көпірмен динамикалық әсер туындататын автомобиль легі жылжуда;
 б) көпірде есептік автомобильдердің мәжбүрлі тоқталуы орын алуы мүмкін (динамикалық әсер туындамайды).

«а» жағдайында әрбір лекте көршілес автомобильдердің артқы және алдыңғы осьтері арасындағы қашықтық келесі мәндерден кем болмауы тиіс, м:

20 — АБ-51 және АБ-74 жүктемелері үшін;

26 — АБ-151 жүктемесі үшін.

Көпір ені бойынша саны қозғалыс жолақтарының санынан аспауы тиіс лектерді 11- кестеде көрсетілген қашықтықтарды сақтай отырып, ең тиімсіз қалыпқа қою керек.

11-кесте – Көпірде АБ автомобильдерінің орналасуы

Көпір ені бойынша қашықтық	Жүктемелерге арналған ең кіші өлшем, м		
	АБ-51	АБ-74	АБ-151
Қоршаудан:			
қозғалыстағы	1,0	1,2	1,6
тоқтап тұрған автомобильдің артқы дөңгелегінің шетіне дейін		етене жақын	
Қозғалыстағы	1,9	2,0	2,5
тоқтап тұрған көршілес	0,5	0,7	1,0
автомобильдердің артқы дөңгелектерінің шеттері арасында			

«б» жағдайында көпірге үш автомобильден аспайтын бір лек күш түсіреді. Көршілес автомобильдердің артқы және алдыңғы осьтері арасындағы қашықтық АБ-51 және АБ-74 жүктемелері үшін кем дегенде 8 м және АБ-151 жүктемесі үшін кем дегенде 10 м болуы тиіс. Қалған жолақтарға қойылатын автомобильдер саны бірден аспауы тиіс. Көпір ені

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

бойымен автомобильдер легі мен бірлік автомобиль 11-кестеде көрсетілген қашықтықтарды сақтай отырып, ең тиімсіз қалыпқа қойылады.

АБ жүктемесін түсіретін бірлік автомобильдердің, сонымен қатар мұндай автомобильдердің тоқтап тұрған және қозғалыстағы лектерінің үш бұрышты әсер ету сызықтарына арналған балама жүктемелер (автомобильдер арасында минималды қашықтықтардың белгіленуі жағдайында) Ж қосымшасында келтірілген.

ЕСКЕРТПЕ Есептік ені 2,5 м артық, ал артқы арбасының қысымы 196 кН кем автомобильдер жұмыс істейтін өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарында орналасқан көпірлер мен құбырларды А14, НК-120 және НК-180 жүктемелерін ескере отырып жобалау керек.

6.3.4 Бірнеше жолдан немесе қозғалыс жолақтарынан уақытша жүктемені қабылдайтын көпір элементтеріне немесе жекелеген конструкцияларына арналған барлық есептеулерде бір қозғалыс жолы немесе жолағындағы жылжымалы құрамадан келетін жүктемені (жүктеме ең жағымсыз нәтижелерге алып келуі мүмкін) $s_1 = 1,0$ коэффициентін қолдану арқылы қабылдау керек.

Қалған жолдарда (жолақтарға) түсетін жүктемені жолақ саны коэффициентін s_2 қолдану арқылы қабылдайды, ол мынаған тең:

а) ӘСК жүктемесі үшін (бір уақытта үштен аспайтын жолға күш түсіріледі):

- 1,0 – жүктеу орнының ұзындығы 15 м және одан кем болған жағдайда;

- 0,7 – жүктеу орнының ұзындығы 25 м және одан артық болған жағдайда;

ұзындықтардың аралық мәндері үшін – интерполяция бойынша.

б) АК жүктемелері үшін:

- 1,0 – арбалар жағдайында;

- 0,6 – бірқалыпты таралған жүктеме жағдайында.

в) АБ жүктемесі үшін – 0,7;

г) метрополитен пойыздары және трамвай үшін – 1,0.

6.3.5 Автомобиль қозғалысы жолақтары (тротуарлармен бірге) мен рельс жолдарына (темір жол, метрополитен немесе трамвай рельстері) бір уақытта күш түсірілуі жағдайында, төмен әсер беретін уақытша тік жүктемені (тік немесе көлденең жүктеме) келесі формулалар бойынша анықталатын s_2 қосымша коэффициентін қолдану арқылы есептеу қажет:

- темір жолдар мен автомобиль қозғалысы жолақтарына бір уақытта күш түсіру кезінде:

$$s_2 = 1 - 0,010 \lambda, \text{ бірақ } 0,75 \text{ кем емес,} \quad (7)$$

- сол сияқты, метрополитен немесе трамвай жолдары және автомобиль қозғалысы жолақтарына:

$$s_2 = 1 - 0,002 \lambda, \text{ бірақ } 0,75 \text{ кем емес,} \quad (8)$$

мұндағы λ — аралық құрылысқа төмен әсер беретін жүктеменің күш түсіру орнының ұзындығы, м.

6.3.6 Қирату призмасында орналасқан жылжымалы құрамның қозғалуына байланысты топырақтың көпір тіреулеріне (және конустардың ішінде орналасуы жағдайында аралық тіреулерге) түсіретін нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымын топырақтағы қысымның рельс табанынан төмен немесе жол жабынының тік сызыққа

қатысты алғанда $\arctg 1/2$ бұрышымен орналасқан жоғарғы бөлігінде таралуын ескере отырып қабылдау және И қосымшасы бойынша анықтау керек.

ЕСКЕРТПЕ Сейсмикалық әсермен бірге, кирату призмасында орналасқан жылжымалы құрамадан туындайтын тіреулерге түсетін көлденең (бүйірлік) қысым есепке алынбайды.

6.3.7 Жылжымалы құрамның әсерінен топырақтың құбыр бөлімдеріне (бөліктеріне), құбырдың сыртқы контурының тиісті проекциясына түсіретін нормативтік қысымын, кПа, топырақтағы жүктеме қысымының таралуын ескере отырып, келесі формулалар бойынша анықтау керек:

а) тік қысым:

- темір жолдардың жылжымалы құрамасынан:

$$P_v = \frac{v}{2,7 + h}, \quad (9)$$

- автомобиль және қала жолдарындағы, сонымен қатар АБ автомобильдері жұмыс істейтін өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарындағы көлік құралдарынан (есептеу жүргізілмейтін АК жүктемесінен бөлек):

$$P_v = \frac{\psi}{a_0 + h}, \quad (10)$$

б) көлденең қысым:

$$P_h = P_v \tau_n, \quad (11)$$

мұндағы v — жүктеу орнының ұзындығы $\lambda = d + h$ және әсер ету сызығының жоғарғы бөлігінің қалпы $\alpha = 0,5$ үшін, Е қосымшасының Е.1 кестесі бойынша қабылданатын темір жолдардың жылжымалы құрамасы түсіретін уақытша тік жүктемесінің қарқындылығы, бірақ 19,6К артық емес, кН/м;

d — сыртқы контур бойынша бөлім (бөлік) диаметрі (ені), м;

h — тік қысымды анықтау кезінде рельс табанынан немесе жол жабынының үстіңгі бөлігінен бөлімнің үстіңгі бөлігіне дейінгі немесе көлденең (бүйірлік) қысымды анықтау кезінде қарастырылып отырған деңгейжиекке дейінгі қашықтық, м;

τ_n — (6) формула бойынша анықталатын коэффициент;

ψ — 12-кесте бойынша анықталатын сызықтық жүктеме, кН/м;

a_0 — 12-кесте бойынша анықталатын таралу аймағының ұзындығы, м.

6.3.8 Қисықтарда орналасқан көпірлер үшін, ортадан тебетін күш әсерінен туындайтын нормативтік көлденең бойлық жүктемені әрбір жолға немесе қозғалыс жолағына қатысты алғанда, қарқындылығы v_h болатын бірқалыпты таралған жүктеме немесе шоғырландырылған бірлік күш F_h түрінде қабылдау керек. v_h және F_h мәндерін келесідей қабылдау керек:

а) жалпы торап темір жол көпірлерінің жылжымалы құрамасынан туындайтын жүктеме:

$$C14 \text{ жүктемесі негізінде жобалау жағдайында — } v_h = \frac{180}{r} v, \text{ бірақ } 0,15v \text{ артық емес,} \quad (12)$$

$$C10 \text{ жүктемесі негізінде жобалау жағдайында — } v_h = \frac{60}{r} v, \text{ бірақ } 0,15v \text{ артық емес,} \quad (13)$$

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

мұндағы r — қисықтың радиусы, м;

v — 6.3.1-ге сәйкес қабылданатын жылжымалы құрамның салмағы, кН/м жол;

12-кесте – ψ және a_0 параметрлері

Параметр	Жүктеме үшін								
	НК-80	НК-120	НК-180	АБ-51		АБ-74		АБ-151	
	үйінді биіктігі*, м								
	1 және одан артық	1 және одан артық	1 және одан артық	1,3 және одан артық	1,3-тен кем	1,9 және одан артық	1,9-дан кем	3 және одан артық	3-тен кем
ψ, кН/м	186	138	206	186	42	186	66	186	93
a0, м	3	3	3	3	– 0,3	3	– 0,15	3	0

* Үйіндінің биіктігі 1 м кем болуы жағдайларында, НК-80, НК-120 және НК-180 жүктемелері түсірілетін болса, қарастырылып отырған бөлікке түсірілетін қысым шамасын топырақтағы қысымның arctg 1/2 тік сызығына қатысты бұрышпен таралуын ескере отырып анықтау керек.

б) өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарындағы жылжымалы құрамадан туындайтын жүктеме, мына формула бойынша анықталады:

$$v_h = 0,008 \frac{v_t^2}{r}, \quad (14)$$

мұндағы v_t — пойыздардың радиусы берілген қисықтарда қозғалуы үшін белгіленген ең жоғарғы жылдамдығы, км/сағ;

в) метрополитен және трамвай пойыздарынан туындайын жүктеме, мына формула бойынша анықталады:

$$v_h = u \frac{v_t^2}{r}, \quad (15)$$

мұндағы u :

- метрополитен пойыздары үшін — 0,241 (кН·сағ/км²);

- трамвай пойыздары үшін — 0,143 (кН·ч/км²) тең шама;

г) қисықтардың радиустарының:

- 250 м және одан артық болуы жағдайында, барлық көпірлерге түсетін АК автомобиль жүктемесінен туындайтын күш шаамасы — мына формула бойынша анықталады:

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K, \quad (16)$$

- 250-ден 600 м дейін болуы жағдайында — мына формула бойынша анықталады:

$$v_h = \frac{M}{r\lambda} K, \quad (17)$$

мұндағы P — 4,4 кН тең күш;

M — 1079 кНм тең момент.

Қисық радиустарының 600 м артық болуы жағдайында, v_h есептелмейді; барлық жағдайда v_h мәні $\frac{12,7}{r} K$ (кН/м) кем емес және 0,49K (кН/м) артық болмауы тиіс;

д) қисық радиустарының 400 м және одан кем болуы жағдайында, өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарындағы көпірлер үшін АБ жүктемесінен туындайтын күш әсері (көпірлердің радиусы үлкен қисықтардың бойымен орналасуы кезінде, ортадан тебетін күштен туындайтын жүктеме есептеулер жүргізуде есепке алынбайды) — мына формула бойынша анықталады:

$$F_h = \frac{20G}{r}, \quad (18)$$

мұндағы G — 10-кесте бойынша анықталатын бір автомобиль салмағы (алдыңғы және артқы осьтерге түсетін жүктемелердің қосындысы).

Көп жолды (көп жолақты) қозғалыс кезінде v_h және F_h жүктемелері 6.3.4-ке сәйкес s_1 коэффициенттерімен есептеледі, бұл ретте АК автомобиль жүктемесі түсетін барлық (біреуінен басқа) қозғалыс жолақтары үшін v_h жүктемелерінің мәндері $s_1=0,6$ коэффициентін қолдану арқылы қабылданады.

v_h және F_h жүктемелерінің түсу биіктіктерін (рельс ұшынан немесе жүріс бөлігі жабынының үстінен) келесідей қабылдау керек, м:

- 2,2 — темір жолдардың жылжымалы құрамасы үшін;
- 2,0 — метрополитен және трамвай вагондары үшін;
- 1,5 — АК жүктемесін түсіретін көлік құралдары үшін;
- 2,2; 2,5 және 3,1 — тиісінше АБ-51, АБ-74 және АБ-151 жүктемелері үшін.

ЕСКЕРТПЕ НК-80, НК-120 және НК-180 жүктемелерінің әсерінен туындайтын ортадан тебетін күштерді көпірлердің өлшемдерін есептеу кезінде ескермеуге болады.

6.3.9 Көпірдегі қозғалыс жолдарының немесе жолақтардың санына тәуелсіз, жылжымалы құрамның соққыларынан туындайтын нормативтік көлденең бойлық жүктеме мәнін келесідей қабылдау керек:

а) рельсті жолдардың жылжымалы құрамасынан туындайтын жүктеме – рельс ұшының үстіңгі бөлігі тұсына түсірілген бірқалыпты таралған жүктеме түрінде, ол мынаған тең:

- темір жолдардағы пойыздар үшін — 0,59К (кН/м);
- метрополитен пойыздары үшін — 1,96 (кН/м);
- трамвай пойыздары үшін — 1,47 (кН/м),

мұндағы К — СК жүктемесінің класы;

б) АК автомобиль жүктемесінен туындайтын әсерлердің ең үлкені - 0,39К (кН/м) тең бірқалыпты таралған жүктеме немесе жүріс бөлігінің үстіңгі бөлігі тұсына түсірілген 5,9К (кН) тең шоғырландырылған күш түрінде, мұндағы К — АК жүктемесінің класы;

в) АБ жүктемесінен туындайтын күш әсері — жүріс бөлігінің үстіңгі бөлігі тұсында аралық құрылысқа немесе жүріс бөлігінің қоршауына түсірілген және $0,2G$ тең шоғырландырылған күш түрінде, мұндағы G — 10-кесте бойынша анықталатын бір автомобильдің салмағы (алдыңғы және артқы осьтерге түсетін жүктемелердің қосындысы).

Жүріс бөлігі қоршаулары элементтерінің, сонымен қатар оларды бекіту құралдарының өлшемдерін есептеу кезінде көлденең жүктемелерді келесідей қабылдау керек:

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

а) автожол және қала көпірлерінде:

- тегіс қатты темірбетон жақтаулы қоршаулар үшін – 1 м ұзындық бойымен таралған және қоршауға оның $\frac{2}{3}$ биіктігі деңгейінде (жүріс бөлігінің бетінен) түсірілген 11,8К (кН) түріндегі бойлық жүктеме түрінде;

- жиектастар үшін — 0,5 м ұзындық бойымен таралған және жиектастың жоғарғы тұсына түсірілген 5,9К (кН) түріндегі бойлық жүктеме түрінде;

- жартылай қатты металл кедергілі қоршаулар үшін (бағаналар арасындағы қашықтықтың 2,5-тен 3,0 м дейін болуы жағдайында) – бағыттаушы тақтайшалар деңгейінде бір мезетте әрекет ететін және келесі мәндерге тең шоғырландырылған күштер түрінде:

- жүріс бөлігінде көлденеңінен — 4,41К (кН);

- жүріс бөлігінің бойымен — 2,45К (кН),

мұндағы К — АК жүктемесінің класы.

Металл кедергілі қоршаулар үшін, үздіксіз бағыттау тақтайшаларының болуы жағдайында, көпірдің бойымен әсер ететін жүктемені жақын орналасқан төрт тіреуге бөлуге жол беріледі.

Машиналардың соққыларынан туындаған НК-80, НК-120 және НК-180 көлденең жүктемелері есепке алынбайды:

б) өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарындағы көпірлерде (Аб жүктемесі әсер етеді) – биіктігі мен ұзындығы бойынша өлшемдері жүктеменің түсірілу орнының өлшемдеріне сәйкес келетін алаңдардағы қоршаудың (жақтаудың немесе жиектастың) жоғарғы бөлігіне түсірілген («в» тармағында көрсетілген 0,2G шоғырландырылған күшінен) бірқалыпты қысым түрінде, см:

АБ-51 — 20×45;

АБ-74 — 25×50;

АБ-151 — 30×60.

ЕСКЕРТПЕ Максималды қозғалыс жылдамдығының 40 км/сағ дейін шектелуі жағдайларында, өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарындағы көпірлер үшін жылжымалы құрамның соққылары әсерінен түсірілетін нормативтік көлденең бойлық жүктемені 0,3К (кН/м) тең етіп, ал қозғалыс жылдамдығының 80 км/сағ және одан жоғары болуы жағдайында жалпы торап темір жолдары үшін қарастырылған мөлшерде қабылдау керек (6.3.9, а-тармағын қараңыз).

6.3.10 Жылжымалы құрамның тежеуі немесе тарту күші әсерінен туындаған нормативтік көлденең бойлық жүктеменің мәнін келесідей қабылдау керек:

а) аралық құрылыстардың элементтері мен көпір тіреулерін есептеу кезінде – нормативтік уақытша тік жылжымалы жүктеме салмағына қатысты алғанда:

- СК темір жол жүктемесі, метрополитен және трамвай пойыздары түсіретін жүктеме жағдайында — 10 %;

- АК жүктемесінің бірқалыпты таралған бөлігі үшін (арбалардың салмағы есепке алынбайды) - 50 %, бірақ 7,8К (кН) кем емес және 24,5К (кН) аспайтындай;

- АБ-51 және АБ-74 жүктемелері үшін (бір автомобильдің салмағына қатысты алғанда) — 45-тен ($\lambda \leq 20$ м кезінде) 60 %-ға дейін ($\lambda \geq 60$ м кезінде);

- АБ-151 жүктемесі жағдайында (бір автомобильдің салмағына қатысты алғанда) — 30-дан ($\lambda \leq 25$ м кезінде) 40 %-ға дейін ($\lambda \geq 60$ м кезінде);

λ аралық мәндері үшін жүктеме мөлшері интерполяция бойынша белгіленеді;

б) I-III, I-в, I-к, II-к, II-в, III-в, III-к, IV-в, IV-к санаттарына жататын жолдардағы автожол көпірлері мен қала көпірлерінің деформациялық жіктерін есептеу кезінде — 6,86K (кН);

- IV және V санаттарына жататын, сонымен қатар ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы көпірлердің деформациялық жіктерін есептеу кезінде — 4,9K (кН);

- АБ жүктемесі әсер ететін өнеркәсіптік кәсіпорын жолдарындағы көпірлердің деформациялық жіктерін есептеу кезінде – есептік автомобиль салмағының 50 %-ы түріндегі мән қабылданады.

«а» жағдайында есептеулер жүргізу кезінде көлденең бойлық жүктемелерді түсіру биіктігін 6.3.8-ге сәйкес қабылдау керек.

Деформациялық жіктерді есептеу кезінде көлденең бойлық жүктемені жүріс бөлігі тұсына түсіру керек және АК жүктемесінің түсірілуі жағдайында оны бірі екіншісінен 1,9 м алшақ орналасқан және 10-кесте бойынша АБ жүктемесін түсіру үшін артқы дөңгелектердің жүру ізінің еніне қатысты алынған екі бірдей күш түрінде қабылдау керек.

Түсірілетін бойлық жүктеменің мәнін:

- екі темір жол рельсінің болуы жағдайында – бір жол, үш және одан да көп рельстің болуы жағдайында – екі рельс негізінде;

- көпірде автомобиль қозғалысы жолақтарының кез келген санында – бір бағыттағы барлық жолақтар, ал келешекте қозғалысты біржақты қозғалысқа ауыстыру көзделетін болса – ондағы барлық қозғалыс жолақтары негізінде қабылдау керек.

Кез келген жағдайда, 6.3.4 талаптарына сәйкес s_1 коэффициентін есепке алу қажет.

Тіреулерге үйілген топырақтың қирау призмасында орналасқан көлік құралдарының бойлық жүктемесі есептелмейді.

Арқалық негізіндегі аралық құрылыстардан тұратын көпірлерде бойлық жүктемені

- тіреулерді есептеу кезінде – жүріс бөлігі тұсына

- аралық тіреулерді есептеу кезінде – тірек бөліктерінің ортасы тұсына түсіруге жол беріледі, бұл ретте жүктемені түсіру орнын ауыстырудан туындаған моменттердің әсерін ескермеуге рұқсат етіледі.

Жылжымайтын тіреуіш бөліктерге берілетін тежеу немесе тарту күші әсерінен туындаған бойлық күшті аралық құрылысқа әсер ететін толық бойлық күштің 100 %-ы мөлшерінде қабылдау керек. Бұл ретте, ажыратылмалы аралық құрылыстарда жылжымайтын тіреуіш бөліктердің тіреуге жанасатын аралықтардың кішісі жағынан орналасуы жағдайын қоспағанда, тап сол тіреуге орнатылған көршілес аралықтың жылжымалы тіреуіш бөліктерінің бойлық күшін ескермеу керек. Көрсетілген жағдайда тіреуге түсетін күш шамасын қос аралықтың тіреуіш бөліктері арқылы берілетін бойлық күштердің қосындысына тең, бірақ оның жылжымайтындай тірелуі кезінде үлкен аралық жағынан берілетін күштен аспайтындай етіп қабылдау керек.

Тіреуге ажыратылмайтын және температуралық-ажыратылмайтын аралық құрылыстардан берілетін күш мөлшерін, есептеу бойынша негізделген жағдайларда, минималды үйкеліс коэффициенттері арқылы жылжымалы тіреуіш бөліктердегі үйкеліс күштерін шегергенде, аралық құрылыстан түсетін толық бойлық жүктемеге тең, бірақ

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

толық бойлық күшті барлық аралық тіреулер арасында олардың қаттылығына пропорционал түрде тарату кезінде тіреуге түсетін күш шамасынан кем болмайтындай етіп қабылдауға жол беріледі.

Темір жол көпірлері үшін, ағаш тіреулерді, сонымен қатар иілгіш (жеке тіреулерден) болат және темірбетон тіреулерді қолдану жағдайларында тежеудің немесе тарту күші әсерінен туындайтын бойлық көлденең жүктемені анықтау кезінде v уақытша жылжымалы тік жүктеме қарқындылығын 9,81К (кН/м) тең етіп қабылдауға жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ Темір жол көпірлерінде бойлық жүктемелерді қабылдауға арналған құрылғыларды жобалау кезінде, жүктеме мөлшерінің:

- жүктеу орны ұзындығының 40 м және одан артық болуы кезінде – 25;
- сол сияқты, 100 м және одан артық болуы кезінде – 10 %-ын құрайтын таратылған жүктеме түріндегі толық тарту күшін интерполяция бойынша есептеу керек.

6.3.11 Жаяу жүргінші көпірлері мен тротуарлар (қызметтік өткелдер) үшін нормативтік уақытша жүктемені келесі түрде қабылдау керек:

а) тік бірқалыпты таралған жүктеме түрінде, оның мәндері келесідей:

1) жаяу жүргінші көпірлері үшін — 3,92 кПа;

2) көпірлердің тротуарлары үшін (әсер ететін өзге жүктемелермен бірге есептеу кезінде) – мына формула бойынша есептеледі:

$$p = 3,92 - 0,0196\lambda, \quad (19)$$

бірақ 1,96 кПа кем емес,

мұндағы λ - жүктеу орнының ұзындығы (екі және одан көп бөлікке күш түсіру кезінде күш түсіру сызықтарының ұзындықтарының қосындысы), м.

б) өзге жүктемелердің болмауы жағдайында есепке алынатын бірқалыпты таралған жүктеме түрінде:

1) тік — жүріс жолы балластқа орнатылған темір жол көпірлері мен метрополитен көпірлерінің тротуарларының элементтерін ғана есептеу кезінде — 9,81 кПа, өзге көпірлердегі тротуар элементтерін есептеу кезінде — 3,92 кПа;

2) тік және көлденең – қала көпірлерінің таяныштарының өлшемдерін есептеу кезінде — 0,98 кН/м;

в) өзге жүктемелердің болмауы жағдайында есептелетін шоғырландырылған қысымдар түрінде:

1) тік — қала көпірлерінің тротуарларының элементтерін есептеу кезінде – жүктеменің автомобиль дөңгелегінен таралу ауданы $0,015 \text{ м}^2$ ($0,15 \text{ м} \times 0,10 \text{ м}$), өзге көпірлерде — 3,4 кН;

2) көпірлердің таяныштарының өлшемдерін есептеу кезінде тік немесе көлденең — 1,27 кН.

Ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы көпірлердің тротуарларының элементтерінің, сонымен қатар кез келген санаттағы автомобиль жолдары көпірлеріндегі қызметтік өткелдердің өлшемдерін есептеу кезінде бірқалыпты таралған жүктеме 1,96 кПа тең етіп қабылданады. Көпірлердің күш түсірілетін өзге конструкцияларын есептеу кезінде тротуарларға түсірілетін көрсетілген жүктеме есепке алынбайды.

Тротуар элементтерінің өлшемдерін есептеу кезінде көпір конструкцияларын тексеруге арналған құрал-жабдықтардан түсетін жүктемелерді де ескеру қажет.

6.3.12 Темір жол, автомобиль және қала жолдарындағы жылжымалы құрамадан туындайтын жүктемелер үшін $1+\mu$ динамикалық коэффициенттерін келесідей қабылдау керек:

а) СК және ε СК және АК тік жүктемелері, сонымен қатар метрополитен және трамвай пойыздарынан туындайтын жүктемелер үшін:

1) болат және болат-темірбетон аралық құрылыстардың элементтері, сонымен қатар:

- темір жол көпірлері және жүріс түріне (балластта немесе аркалықтарда) тәуелсіз, кез келген жүйенің метрополитен және трамвай жолдарына негізделген оқшауланған көпірлердің болат тіреулерінің элементтері үшін (ажыратылмаған аралық құрылыстардың басты фермаларының негізгі элементтерінен бөлек):

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+\lambda}, \quad (20)$$

бірақ 1,15 кем емес;

- аралық құрылыстары ажыратылмаған темір жол көпірлерінің басты фермаларының және темір жол және автомобиль жүктемесін түсіретін барлық жүйелердің (соның ішінде, метрополитен пойыздары) біріктірілген көпірлерінің негізгі элементтері үшін:

$$1+\mu = 1 + \frac{14}{30+\lambda}, \quad (21)$$

бірақ темір жолдар үшін 1,15-тен және біріктірілген көпірлер үшін 1,10-нан артық емес;

- аспалы және ванттық көпірлердің негізгі фермалары (аркалықтары) мен пилондарын қоспағанда, барлық жүйелерге негізделген автожол және қала көпірлерінің элементтері үшін:

$$1+\mu = 1 + \frac{15}{37,5+\lambda}, \quad (22)$$

- аспалы және ванттық көпірлердің негізгі фермалары мен пилондары үшін:

$$1+\mu = 1 + \frac{50}{70+\lambda}, \quad (23)$$

2) темірбетон аркалық аралық құрылыстар, жақтаулы конструкциялар (соның ішінде, қуысты тіреулі құрылыстарға арналған), сонымен қатар темірбетон қуысты, қалың қабырғалы және бағаналы тіреулер үшін:

- темір жол көпірлері және рельс жолдары төселген өзге көпірлер:

$$1+\mu = 1 + \frac{10}{20+\lambda}, \quad (24)$$

бірақ 1,15 кем емес;

- біріктірілген көпірлерде — (24) формула бойынша есептеледі, бірақ 1,10 кем емес;

- автожол және қала көпірлері

$$1+\mu = 1 + \frac{45-\lambda}{135}, \quad (25)$$

бірақ 1,0 кем емес.

3) құбырлар мен жер асты жаяу жүргінші өткелдерінің темірбетон бөлімдері үшін:

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

- темір жолдары мен метрополитен жолдарында, балласттың үйіндімен қоса алғандағы жалпы қалыңдығының (рельс табанынан есептегенде):

- 0,40 м және одан кем болуы жағдайында — (24) формула бойынша есептеледі;
- 1,00 м және одан кем болуы жағдайында — $1+\mu = 1,00$;

аралық қалыңдық мәндері үшін — интерполяция бойынша есептеледі;

4) тегіс күмбезді құрылымды темірбетон және бетон аркалар, бетон тіреулер және құбыр бөлімдері, топырақты негіздер және кез келген іргетастар үшін:

$$1+\mu = 1,00,$$

5) келесілерге орнатылған аркалар және аркадан тұратын қуысты тіреулі темірбетон аралық құрылыстардың күмбездері үшін:

темір жол көпірлерінде

$$1+\mu = 1 + \frac{12}{100+\lambda} \left(1 + \frac{0,4l}{f}\right), \quad (26)$$

мұндағы f — арканың жебесі; l — арканың аралығы;
автожол және қала көпірлерінде

$$1+\mu = 1 + \frac{70-\lambda}{250}, \quad (27)$$

бірақ 1,00 кем емес.

6) автожол және қала көпірлерінің жүріс бөлігі деңгейінде орналасқан деформациялық жік элементтері және оларды анкерлеу (мүмкін болатын тік және көлденең күштерге қатысты) элементтері үшін:

$$1+\mu = 2,00,$$

7) ағаш конструкциялар үшін:

- темір жол көпірлерінде:

- элементтер үшін - $1+\mu = 1,10$;

- түйіспелер үшін - $1+\mu = 1,20$;

- автожол және қала көпірлерінде - $1+\mu = 1,00$.

8) құбырлардың темірбетон бөлімдері және автомобиль жолдарындағы жер асты жаяу жүргінші өткелдері үшін:

$$1+\mu = 1,00,$$

б) АБ уақытша тік жүктемесіне қатысты:

1) болат және болат-темірбетон аралық құрылыстардың элементтері, сонымен қатар болат тіреулердің элементтері үшін:

$$1+\mu = 1 + \frac{81-\lambda}{115}, \quad (28)$$

бірақ 1,00 кем емес;

2) темірбетон аркалық аралық құрылыстар, темірбетон қуысты, қалың қабырғалы және бағаналы тіреулер, сонымен қатар жол қабатының астында үйіндінің болмауы жағдайында құбырлардың бөлімдері үшін:

$$1+\mu = 1 + \frac{81-\lambda}{135}, \quad (29)$$

бірақ 1,00 кем емес;

3) бетон тіреулер және құбырлардың бөлімдері, топырақты негіздер және барлық іргетастар үшін, ал үйіндінің жалпы қалыңдығының (жол қабатының қалыңдығын қоса алғанда) 1,0 м кем емес болуы жағдайында – құбырлардың темірбетон бөлімдері үшін және 0,5 м кем емес болуы жағдайында – «2» тармақта көрсетілген өзге элементтер үшін:

$$1 + \mu = 1,00,$$

үйінді қалыңдығының (жол қабатының қалыңдығын қоса алғанда) «3» тармақта көрсетілгеннен кем болуы жағдайында, «2» тармақта тізімделген динамикалық коэффициенттердің мәндері «2» және «3» бойынша қабылданатын мәндер арасындағы интерполяция бойынша қабылданады;

4) ағаш конструкциялар үшін:

- элементтер үшін - $1 + \mu = 1,10$;

- түйіспелер үшін - $1 + \mu = 1,20$.

АБ жүктемесін түсіретін автомобильдер легі үшін - 6.3.3, б тармағына сәйкес жағдайлар кезінде есептеулер жүргізу кезінде:

$$1 + \mu = 1,00,$$

в) автожол және қала көпірлерінің аралық құрылыстарына, қуысты, қалың қабатты және тіреуішті тіреулері үшін бірлік көлік бірліктеріне қолданылатын мәндер:

- НК-80 және НК-120 жүктемелері үшін: $1 + \mu = 1,10$;

- НК-180 жүктемесі үшін: $1 + \mu = 1,00$.

г) жаяу жүргінші көпірлері үшін тік жылжымалы жүктемелер мен тротуарлардағы жүктемелерге қолданылатын мәндер:

$$1 + \mu = 1,00;$$

д) темір жол және автомобиль жолдарының көлік құралдарының қозғалысы әсерінен тіреулерге түсетін уақытша тік жүктемелер мен топырақ қысымына қолданылатын мәндер

$$1 + \mu = 1,00.$$

е) көпірлердің төзімділігін есептеу кезінде (6-кестені қараңыз) (20) – (29) формулалар бойынша (шектеулерді қоса алғанда) алынатын μ динамикалық қоспасын $2/3$ -ке көбейту керек.

λ (жүктеу орнының ұзындығы) мәндерін формулаларда бірдей етіп қабылдау керек:

а) басты фермалардың негізгі элементтері (қималы арқалықтар, аркалар, жақтаулар), сонымен қатар әсер ету сызығының тиісті элементтердің негізгі фермалардың жұмысына қатысуын анықтайтын бөлігіне күш түсіру жағдайында бойлық және көлденең арқалықтар үшін қолданылатын мәндер – аралық ұзындығына немесе аралықтың өлшемінен артық болса, әсер ету сызығының күш түсіру орнының ұзындығына тең;

б) қимасыз жүйелердің басты фермаларының негізгі элементтері үшін – әсер ету сызықтарының күш түсірілетін бөліктерінің (оларды бөлуші бөліктермен бірге) ұзындықтарының қосындысына тең;

в) жергілікті жүктемені есептеу кезінде (әсер ету сызығының жергілікті жүктеменің әсерін есептейтін бөлігіне күш түсіру кезінде):

- ортотропты плиталардың бойлық арқалықтары мен бойлық қабырғалары үшін – олардың аралықтарының ұзындықтарына тең;

- ортотропты плиталардың көлденең арқалықтары мен көлденең қабырғалары үшін – іргелес панельдердегі бойлық арқалықтардың ұзындықтарының қосындысына тең;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

- аспалар, бағаналар және жергілікті жүктемеге ғана әсер ететін өзге элементтер үшін – әсер ету сызықтарына күш түсіру орындарының ұзындығына тең;

- балласт науасының плиталары үшін (жолда көлденең орналасқан) – шартты түрде нөлге тең;

- плиталарды жолдың кесе көлденең бағытында есептеу жағдайында, темір жол өтпесінің металл арқалықтарға төселетін темірбетон плиталары үшін – плитаның еніне тең, жолдың бойымен есептеу кезінде – бойлық арқалық панелінің ұзындығына тең;

- плиталарды көпірдің кесе көлденең бағытында есептеу жағдайында, металл арқалықтарға төселетін темірбетон плиталар үшін – плита сүйенетін арқалықтар арасындағы қашықтыққа тең;

г) бір уақытта негізгі және жергілікті жүктемелерді есепке алатын әсер ету сызықтарына күш түсіру кезінде – берілген жүктемелердің әрқайсысы үшін жеке-жеке;

д) кез келген типтегі тіреу элементтері үшін – күш түсірілетін бөліктердің (оларды бөлуші бөліктермен бірге) ұзындықтарының қосындысы түрінде анықталатын тіреуіш реакцияның әсер ету сызықтарына күш түсіру орындарының ұзындығына тең;

е) құбырлардың бөлімдері және жер асты жаяу жүргінші өткелдері үшін – бөлімнің еніне тең.

ЕСКЕРТПЕ Өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарында көпір бойынша максималды қозғалу жылдамдығы шектелген ($v_f < 80$ км/сағ) жағдайларда, μ тиісті динамикалық қоспасын $v_f/80$ қатынасына көбейту арқылы динамикалық коэффициенттің есептік шамасын кемітуге жол беріледі, бұл ретте динамикалық коэффициент шамасын кем дегенде 1,10 түрінде қабылдау керек.

6.3.13 6.3.1 — 6.3.11-де келтірілген уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттерін γ_f мынаған тең етіп қабылдау керек:

а) СК және СК темір жол жүктемелері үшін — 13-кесте бойынша;

б) автокөлік құралдары туындататын АК және НК жүктемелері үшін — 14-кесте бойынша;

13-кесте – Темір жол жүктемелері бойынша сенімділік коэффициенттері

Әсер	Төмендегілерді есептеу кезінде қабылданатын жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттері γ_f			
	күш түсіру орнының ұзындығына тәуелді көпір конструкциялары λ^* , м			құбырлардың бөлімдері
	0	50	150 және одан артық	
Тік	1,30	1,15	1,10	1,30
Көлденең	1,20	1,10	1,10	1,20
Қирату призмасындағы жылжымалы құрамның әсерінен туындайтын топырақ қысымы	күш түсіру орнының ұзындығына тәуелсіз 1,20			—

* Бұл жерде λ — бос құрамамен жүктелген бөліктердің ұзындықтарын шегергенде, әсер ету сызығының күш түсіру орнының ұзындығы ($\gamma_f=1$ кезінде); аралық мәндер үшін λ мәнін интерполяция бойынша қабылдау керек.

14-кесте – Автокөлік құралдарына арналған сенімділік коэффициенттері

Жүктеме түрі	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті γ_f
АК жүктемесінің арбасы	1,5*
АК жүктемесінің бірқалыпты таралған бөлігі	1,2
НК жүктемесі	1,0
* Жүріс бөлігінің элементтерін есептеу кезінде $\gamma_f = 1,5$, қалған барлық элементтерді есептеу кезінде $\gamma_f = 1,5 - 0,01\lambda$, бірақ 1,2-ден кем емес, мұндағы λ – бір белгінің әсер ету сызығы бөлігінің ұзындығы.	

в) метрополитеннің және трамвайдың жылжымалы құрамасынан түсетін жүктемелер үшін — мына формула бойынша есептеледі:

$$\gamma_f = 1,3 \left(1 - \frac{\lambda}{10^3}\right), \text{ бірақ } 1,10\text{-нан кем емес,} \quad (30)$$

мұндағы λ — 13-кесте бойынша қабылданатын күш түсіру орнының ұзындығы, м;

г) төмендегілерді есептеу кезінде жаяу жүргінші көпірлері мен тротуарлардың таралған жүктемелері үшін:

- жаяу жүргінші көпірлері мен тротуар (ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы және қызметтік өтпелердегі көпірлерде орналасқан тротуарлар үшін), сонымен қатар қала көпірлері таяныштарының элементтері — 1,40;

- өзге жүктемелермен бірге есептеу жағдайында, аралық құрылыс пен тіреулер — 1,20;

- ішкі шаруашылық жүргізу жолдарындағы көпірлердің тротуарлары және кез келген санаттағы жолдарда орналасқан көпірлердегі қызметтік өткелдер — 1,10.

д) жүріс бөлігінің қоршауларына түсетін таралған және шоғырландырылған көлденең жүктемелер, сонымен қатар тротуарлар мен таяныштарға түсетін шоғырландырылған қысымдар — 1,00;

е) АБ автомобиль жүктемелері және олардың әсерлері – жолдың салынуына негіз болған тасымалданатын жыныстың салыстырмалы салмағына γ_{vb} тәуелді:

- $\gamma_{vb} \leq 17,7 \text{ кН/м}^3$ кезінде — 1,1;

- $\gamma_{vb} = 39,2 \text{ кН/м}^3$ кезінде — 1,4;

- аралық мәндердің қолданылуы жағдайында — интерполяция бойынша анықталады.

6.4 Өзге уақытша жүктемелер және әсерлер

6.4.1 Жел жүктемесінің нормативтік мәнін W_n төмендегілерді құрайтын орташа W_m және пульсациялық W_p нормативтік мәндердің сомасы ретінде анықтаған жөн

$$W_n = W_m + W_p, \quad (31)$$

Су немесе жер бетінен z биіктіктегі жел жүктемесінің W_m орташа құрамасының нормативтік мәні төмендегі формула бойынша анықталады

$$W_m = W_0 k C_w, \quad (32)$$

мұнда W_0 — құрылыс тұрғызылатын желді ауданға байланысты ҚНЖЕ 2.01.07 бойынша қабылданатын жел қысымының нормативтік мәні;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

k — ашық жер үшін (А типті) ҚНЖЕ 2.01.07 бойынша қабылданатын z биіктік бойынша жел қысымының өзгеруін есепке алатын коэффициент;

C_w — К қосымшасында берілген көпірлер мен темір жолдардың және метрополитендердің жылжымалы құрамдары конструкцияларының алдыңғы бетінің кедергісінің аэродинамикалық коэффициенті.

z биіктіктегі W_p жел жүктемесінің пульсациялық құрамдасының нормативтік мәнін ҚНЖЕ 2.01.07 берілген нұсқаулар бойынша төмендегі формуламен анықтаған жөн

$$W_p = W_m \xi L v, \quad (33)$$

мұнда ξ — динамика коэффициенті;

L — z деңгейдегі жел қысымы пульсациясының коэффициенті;

v — құрылыстың есептік беті үшін қысым пульсациясын кеңістікті корреляциялау коэффициенті.

Көпірлердің конструкцияларына қатысты жел жүктемесінің пульсациялық құрамдасын анықтау кезінде келесілерді басшылыққа алуға болады:

а) Lv коэффициенттерінің туындысын келесілерге тең етіп қабылдау

$$0,55 - 0,15 \lambda / 100, \text{ бірақ } 0,30 \text{ кем емес,} \quad (34)$$

мұнда λ — ойық ұзындығы немесе тіреу биіктігі, м;

б) арқалықты қималы конструкцияларға арналған динамика коэффициентін ξ қарастырылатын конструкция горизонталь жазықтықта бір еркіндік дәрежесіне ие (өзіндік ауытқулардың ең төменгі жиілігімен f_i , Гц) динамикалық жүйе болып табылады деген болжаммен анықтайды; оның шамасын ҚНЖЕ 2.01.07 берілген график бойынша онда көрсетілген параметрге ε және тоқталыстың логарифмдық декрементіне $\delta=0,3$ - темірбетон және болат темірбетон конструкциялар үшін - және $\delta=0,15$ - болат конструкциялар үшін - байланысты анықтайды.

Динамика коэффициенті келесі жағдайларда 1,2 тең етіп қабылданады:

- арқалықты аралық құрылыс кесілмеген болса;

- арқалықты кесілген ойықтық құрылыс үшін $f_i > f_l$ шарты орындалады, мұнда f_l , Гц, — ҚНЖЕ 2.01.07 берілген өзіндік ауытқу жиілігінің шекті мәндері, бұл ретте түрлі желді аудандарда өзіндік формасы бойынша ауытқулар кезінде туындайтын инерция күшін есепке алмауға болады.

Автожол және қала көпірлерінің конструкциясын есептеу кезінде осы көпірлердегі рельссіз көлік құралдары мен трамвайларға жел әсері есепке алынбайды.

Аралық құрылыстардың типтік конструкцияларын ереже бойынша оларды V жел ауданында қолдану мүмкіндігімен жобалаған жөн (аралық құрылыстардың түбіне дейінгі есептік биіктік кезінде: 20 м — жермен жүру кезінде және 15 м — үстімен жүру кезінде).

Аралық құрылыстар мен тіреулердің жеке (типтік емес) конструкцияларын жобалау кезінде толық желді көлденең горизонталь жүктеменің нормативтік қарқындылығын уақытша вертикаль жүктеменің жүктелген конструкциясы кезінде 0,59 кПа және осы жүктемемен жүктеу болмаған кезде 0,98 кПа кем емес етіп қабылдаған жөн.

Көпірдің жекелеген конструкцияларына, сонымен қатар темір жол көпірінде тұрған пойызға (метро көпір) әсер ететін горизонталь көлденең жел жүктемесін көпірдің және жылжымалы құрамның конструкциясының бетіне әсер ететін жел жүктемесінің қарқынды жел жүктемесінің туындысына тең етіп қабылдаған жөн.

Көпір мен жылжымалы құрам конструкциясының жұмыс жел бетін келесілерге тең етіп қабылдаған жөн:

- өтпелі аралық құрылыстар мен өтпелі тіреулердің негізгі фермалары үшін - желді ферманың барлық элементтері проекциясының жел бағытына перпендикуляр жазықтыққа, бұл ретте тік бұрышты немесе қисық торы бар болат фермалар үшін оны ферма контурларымен шектелген алаңның 20 % мөлшерінде қабылдауға болады;

- өтпелі аралық құрылыстардың жүретін бөліктері үшін - негізгі ферманың белдігімен жабылмаған арқалықты торының бүйір бетімен;

- тұтас арқалықтары мен ағаш көпірлердің белағаштары бар аралық құрылыстары үшін
- жел жақтағы негізгі арқалықтың немесе қораптың және жел жақтағы белағаштың бүйір бетінен;

- тұтас тіреулер үшін - топырақ немесе су деңгейінен жел бағытына перпендикуляр жазықтыққа дене проекциясының алаңы;

- темір жол жылжымалы құрамы үшін (соның ішінде метрополитен пойыздары үшін) — рельстің басынан 2 м биіктіктегі қысым центріне ие 3 м биіктіктегі тұтас жолақ ауданы.

Аралық ұзындығы бойынша жел жүктемесін тарату біркелкі етіп қабылданады.

Салу және монтаждау кезінде есепке алынатын жел жүктемесінің нормативтік қарқындылығын белгіленген кезеңдегі осы аудандағы жел жүктемесінің орташа құрамдасының ықтимал мәнінен анықтаған жөн. Жасалатын жұмыстардың сипатына байланысты уақытты тиісті шектеуді және жұмыстардың жекелеген кезеңдерін орындау ұзақтығын қарастыратын арнайы негіздеме болған кезде кернеуді (бірақ тұрақтылықты емес) тексеру кезіндегі жел жүктемесінің орташа құрамдасының нормативтік мәні азайтылуы мүмкін, бірақ 0,226 кПа-дан төмен болмауы тиіс.

Салу және монтаждау сатысында типтік конструкцияларды тексеру үшін жел жүктемесінің нормативтік қарқындылығының шамасын III желді ауданға арналған нормалар бойынша қабылдаған жөн.

Нормативтік горизонталь бойлық жел жүктемесін толық нормативтік көлденең жел жүктемесіне сәйкес келетін өтпелі аралық құрылыстар үшін 60 %, тұтас арқалықтары бар аралық құрылыстар үшін 20 % мөлшерінде қабылдаған жөн. Топырақ немесе су деңгейінен жоғары көпірлердің тіреулеріне түсірілетін нормативтік горизонталь бойлық жүктемені көлденең жел жүктемесіне тең етіп қабылдаған жөн.

Көпір үстіндегі көлік құралдарына әсер ететін бойлық жел жүктемесі есепке алынбайды.

Аралық құрылыстардың фермалары арасындағы көлденең және бойлық байланыстардың элементтеріндегі жел жүктемелерінен түсірілетін күшті ереже бойынша кеңістіктік есептеулер арқылы анықтаған жөн.

Өтпелі аралық құрылыстарға бойлық байланыстардың екі жүйесін орнатқан жағдайларда фермаларға түсірілетін желдің көлденең қысымын олардың әр қайсысына таратуға, ал өтетін бөлігіне және жылжымалы құрамға түсірілетін жел қысымын жазықтықтарында жүру бөлігі орналасқан байланыстарға беруге рұқсат етіледі.

Аралық құрылысқа әсер ететін бойлық жел жүктемесінен түсірілетін горизонталь күшті арқалықты аралық құрылыстары бар көпірлерін үшін тірек бөліктерінің центрі деңгейіндегі және рамкалы конструкцияға ие көпірлер үшін рама ригелі осінің деңгейіндегі тіреулерге берілетіндер ретінде қабылдаған жөн. Тіреулер арасында күшті

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

таратуды 6.3.10 сәйкес тежеуден түсірілетін горизонталь күш кезіндегімен бірдей етіп қабылдаған жөн.

Вантты және аспалы көпірлер, сонымен қатар болат арқалықты көпірлер үшін 5.6.5 сәйкес жел ағынына перпендикуляр бағытта аэродинамикалық тұрақтылыққа және ауытқу резонансына тексеру жасаған жөн. Аэродинамикалық тұрақтылықты тексеру кезінде ауа ағынының құрылысқа әсері салдарынан флаттер (қаттылық арқалығында қауіпті майысатын-айналатын ауытқулардың туындауы) пайда болуы мүмкін желдің критикалық жылдамдығы анықталуы тиіс. Модельдерді аэродинамикалық сынау нәтижелері бойынша табылған немесе есептеулермен анықталған флаттердің туындауына жауап беретін критикалық жылдамдық көпір орналасқан ауданда мүмкін болатын желдің максималды жылдамдығынан кемінде 1,5 есеге көп болуы тиіс.

6.4.2 Көпір тіреулеріне мұз қысымынан түсірілетін нормативтік мұз жүктемесін Л қосымшасына сәйкес анықталатын күш түрінде қабылдаған жөн.

6.4.3 Кемелердің көпір тіреулеріне соққысынан нормативтік жүктемені орталықтандырылған бойлық немесе көлденең күш түрінде қабылдаған және 15-кестеде көрсетілген мәндермен ішкі су жолының класына байланысты шектеген жөн.

15-кесте – Кеме соққысынан жүктемелер

Ішкі су жолдарының класы	Кеме соққысынан жүктеме, кН			
	аралық жағынан көпір осін бойлай		жағынан көпір осіне көлденең	
	кеме жүретін	кеме жүрмейтін	ағын болған кезде үстінен	ағын болмаған кезде астынан - және үстінен
I	1570	780	1960	1570
II	1130	640	1420	1130
III	1030	540	1275	1030
IV	880	490	1130	880
V	390	245	490	390
VI	245	147	295	245
VII	147	98	245	147

Кеме соққысынан жүктеме тіреу осы жүктеме әсерінің деңгейін бекітетін ойықтарға ие болатын және айтарлықтай төмен деңгей кезінде жүктеме айтарлықтай жоғары әсер тудыратын жағдайларды қоспағанда, есептік кеме жүру деңгейінен 2 м биіктіктегі тіреуге түсірілуі тиіс.

Кеме соққыларынан қорғалған тіреулер үшін, сонымен қатар VI және VII классты ішкі су жолдарындағы автожол көпірлерінің ағаш тіреулері үшін кеме соққысынан жүктемені есепке алмауға болады.

Автожол көпірлерінің бір қатарлы темірбетон діңгекті тіреулер үшін VI және VII классының ішкі су жолдары арқылы көпір осі бойындағы жүктемені 50 % мөлшерінде есепке алуға болады.

6.4.4 Нормативтік температуралық климаттық әсерді сыртқы статикалық анықталмаған жүйелерге түсірілетін күшті анықтау кезінде, сонымен қатар болат темірбетон аралық құрылыстардың элементтерін есептеу кезінде барлық жүйелердің көпірлеріндегі жылжуды есептеу кезінде есепке алған жөн.

Элементтердің немесе оның бөліктерінің қима бойынша орташа нормативтік температурасын келесідей қабылдауға болады:

- жылдың суық мезгілінде бетон, темірбетон және полимер-композициялық элементтер үшін, сонымен қатар жылдың кез келген мезгілінде металл конструкциялар үшін - сыртқы ауаның нормативтік температурасына;

- жылдың жылы мезгілінде бетон және темірбетон элементтер үшін - $0,2a$ тең, бірақ $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ артық емес шаманы шегере отырып, сыртқы ауаның нормативтік температурасына, мұнда a — автожол көпірлерінің жүретін жабынының төсемін қоса алғанда, элементтің немесе оның бөлігінің қалыңдығы, см.

Күрделі көлденең қимасы бар элементтердің температурасын жекелеген элементтердің (қабырғалардың, сөрелердің және басқаларының) температурасы бойынша орташа өлшенген ретінде анықтаған жөн.

Жылдың жылы $t_{n,T}$ және суық $t_{n,X}$ мезгілдеріндегі ауаның нормативтік температураларын келесілерге тең етіп қабылдаған жөн:

а) типтік жобаларды, сонымен қатар республика аумағында қайта қолдануға арналған жобаларды әзірлеу кезінде:

- ауасының есептік минималды температурасына минус $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ -ден төмен аудандарға арналған конструкциялар үшін

$$t_{n,T} = +40\text{ }^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = -50\text{ }^{\circ}\text{C};$$

- қалған аудандарға арналған конструкциялар үшін

$$t_{n,T} = +40\text{ }^{\circ}\text{C}; \quad t_{n,X} = -40\text{ }^{\circ}\text{C};$$

б) басқа жағдайларда

$$t_{n,T} = t_{\text{вн}} + T, \quad (35)$$

мұнда $t_{\text{вн}}$ — ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 бойынша қабылданатын ең ыстық айдың ауасының орташа температурасы;

T — ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 изосызық картасы бойынша қабылданатын ең ыстық тәулік ауасының температурасын анықтауға арналған тұрақты мән.

Нормативтік температураны $t_{n,X}$ 5.5.4 сәйкес құрылыс ауданындағы ауаның есептік минималды температурасына тең етіп қабылдайды.

Элементтер температурасына күн радиациясының әсерін 15 см қалыңдықтағы (жүру жабыны төсемін қоса) қабат бетіне күнмен шағылысудан $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ -ға қосымша қыздыру түрінде есепке алған жөн.

Егер олар жобада мақұлданбаған болса, конструкцияның тұйықталу температурасын, $^{\circ}\text{C}$ төмендегілерге тең деп алу қажет:

$$t_{3,T} = t_{n,T} - 15, \quad (36)$$

$$t_{3,X} = t_{n,X} + 15. \quad (37)$$

Тұйықталу t_3 сәтінде конструкцияның температурасын мына формула бойынша анықтау қажет:

$$t_3 = 0,4t_1 + 0,6t_2, \quad (38)$$

мұнда t_1 — T_0 тең тұйықталу кезеңінің алдындағы ауаның орташа температурасы;

t_2 — $0,25T_0$ тең тұйықталу кезеңінің алдындағы ауаның орташа температурасы;

бұл жерде T_0 — конструкция элементтерінің келтірілген қалыңдығына, см тең кезеңді, сағ, элементтің көлденең қимасының екі еселенген ауданын (жол киімінің ескерілуімен) сыртқы ауамен шекараласатын периметріне бөлу арқылы анықтау қажет.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Темірбетон аралық құрылымдардың есебін жүргізген кезде температураны есептеген кезде ауа температурасының өзгеруінен және күн радиациясынан элементтер қимасының біркелкі таралмауының ықпалын ескеру керек.

Сызықтық кеңеюдің жылжу коэффициентін есептеген кезде болат және болаттемірбетон конструкциялар үшін $1,2 \times 10^{-5}$ тең деп алу және темірбетон конструкциялар үшін $-1,0 \times 10^{-5}$ тең деп алу қажет.

6.4.5 Жылжымалы тіреу бөліктеріндегі үйкелістен болатын нормативті кедергіні көлденең ұзыннан реактивті күшею S_f ретінде қабылдап, мына формула бойынша анықтау қажет:

$$S_f = \mu_n F_v, \quad (39)$$

мұнда μ_n — ықтимал төтенше мәндердің арасындағы орташа шамаға тең деп алынатын тіреу бөліктеріндегі қозғалыстан болатын үйкеліс коэффициентінің нормативті шамасы:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}, \quad (40)$$

F_v — жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті $\gamma_f = 1$ деп алынатын қарастырылып отырған жүктеменің әсері болған уақыттағы тік құраушы

Ең жоғары және ең төмен үйкеліс коэффициенттерін тиісінше тең алу қажет:

а) катокты, секторлы немесе валкалы тіреу бөліктері кезінде — 0,040 және 0,010;

б) тербелетін бағандар немесе аспалар кезінде — 0,020 және 0 (шартты);

в) тангенциалды және жазық металл тіреу бөліктері кезінде — 0,40 және 0,10;

г) тот баспайтын болаттан жасалған жылтыратылған табақтармен бірге фторопласт төсемелері бар жылжымалы тіреу бөліктері кезінде — 16-кесте немесе сертификатталған сынақтардың деректері бойынша.

16-кесте – Үйкелу коэффициенттері

Фторопласт бойынша тіреу бөліктеріндегі орташа қысым, МПа	Анағұрлым суық бескүндіктің температурасы кезіндегі 0,92 қамсыздандырумен ҚР ҚН 2.04-01 бойынша үйкеліс коэффициенті			
	минус 10 °С және одан жоғары		минус 50 °С	
	μ_{\max}	μ_{\min}	μ_{\max}	μ_{\min}
9,81	0,085	0,030	0,120	0,045
19,6	0,050	0,015	0,075	0,030
29,4	0,035	0,010	0,060	0,020
ЕСКЕРТПЕ Теріс температуралар мен орташа қысым кезіндегі аралық мәндер болғандағы үйкеліс коэффициенттері интерполяция бойынша анықталады.				

Жылжымалы тіреу бөліктеріндегі үйкеліс күшінен құрылымдардың арқалық құрылымдарында болған есептік күшею жүргізілетін есептеулердің сипатына байланысты төменде көрсетілген өлшемдерде алынуы қажет:

$S_{f,\max} = \mu_{\max} F_v$, егер үйкеліс күші жүктемесінің қарастырылып отырған үйлесімде конструкцияның есептеліп отырған элементіне келтірілетін жалпы әсері көбейтіледі;

$S_{f,\min} = \mu_{\min} F_v$, егер қарастырылып отырған үйлесімде үйкеліс күші азайтылса, жүктемесінің қарастырылып отырған конструкция элементіне жалпы әсері.

$S_{f, \max}$ және $S_{f, \min}$ күшіне келтірілетін жүктеме γ_f бойынша сенімділік коэффициенті енгізілмейді.

Катокты, секторлы және валкалы типтердің жылжымалы тіркеу бөліктерінде пайда болатын үйкеліс күшінің аралық құрылымдарының конструкцияларына келтірілетін әсер көлденең бағытта тіркеу бөліктерінің саны екіден артық болған уақытта жұмыс шартының коэффициенті 1,1 тең деп анықталуы тиіс.

Көпірлердің тіреулері (іргетастарды қоса алғанда) мен аралық құрылымдарын тұрақты түсірілетін жүктеме кезінде температуралық деформациядан туындайтын есептелген үйкеліс күшінің әсеріне тексеру керек.

Тіреу бөліктері мен оларды бекіту элементтері, сондай-ақ тіреу бөліктеріне түйісетін тіреулер мен аралық құрылымдардың бөліктері тұрақты және уақытша (динамиканың ескерілуісіз) жүктемеден туындайтын есептелген үйкеліс күшіне тексерілуі тиіс.

Аралық тіреуге шектес аралық құрылымдардан, сондай-ақ жылжымалы емес тіреу бөліктерінен жылжымалы тіреу бөліктерінің екі қатары орнатылған жағдайда қимасы жоқ және температуралық-қимасы жоқ аралық құрылымдардағы ұзыннан келтірілетін күшті тіреу бөліктеріндегі ең жоғары және ең төмен үйкеліс коэффициенттері кезіндегі үйкеліс күшінің айырмашылығынан асырмай қабылдау қажет.

Қабылдаушы және қимасы жоқ және температуралық-қимасы жоқ аралық құрылымдарда бір белгінің (тиісінше $\mu_{\max, z}$ и $\mu_{\min, z}$) ұзыннан күшін қабылдайтын (тіреулер тобы үшін жылжымалы тіреу бөліктеріндегі ең жоғары және ең төмен үйкеліс коэффициенттерін мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\mu_{\max, z} = 0,5 \left[(\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm \frac{1}{\sqrt{z}} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right], \quad (41)$$

мұнда μ_{\max} , μ_{\min} — тіреу бөліктерінің орнатылатын түрі үшін үйкеліс коэффициенттерінің ең жоғары және ең төмен мәндері;

z — топтағы көпір тіреулерінің саны.

(41) $\mu_{\max, z}$ анықтаған уақытта формуланың оң бөлігі «плюс» белгісімен, $\mu_{\min, z}$ анықтаған уақытта «минус» белгісімен алынады.

Ығысуға кедергінің салдарынан резеңке тіреу бөліктерінде туындайтын реактивті ұзыннан күштің S_h шамасы, кН мына формула бойынша анықталады:

$$S_h = \frac{\delta}{a} AG, \quad (42)$$

мұнда δ — тіреу бөліктерінде жылжу, см;

a — резеңке қабаттарының жиынтықталған қалыңдығы, см;

A — арқалық ұшының жанында орналасқан жағдайда резеңке тіреу бөлігінің немесе бірнеше тіреу бөліктерінің ауданы, м²;

G — мәндері ұзыннан күштің есептік шамаларын анықтаған уақытта қоршаған ортаның нормативті температурасына байланысты болатын және пайдаланылатын резеңке маркалары үшін 17-кесте бойынша қабылданатын резеңкенің ығысу модулі.

Арқалықтардың немесе аралық құрылымдар плиталарының тіреу түйіндерінің астынан көпір осінің бойымен әдеттегідей, тек бір ғана тіреу бөлікті орнату қажет, ал көпір осіне көлденең бір маркадағы резеңкеден жасалған бірнеше бірдей тіреу бөліктерін орнатуға жол беріледі.

17-кесте – Резеңкенің жылжу модульдері

Резеңкенің маркасы	Қоршаған ауаны нормативті температурасы, °С кезінде резеңкенің ығысу модулі, Мпа				
	минус 20 және одан жоғары	минус 30	минус 40	минус 50	минус 55
НО-68-1	0,90	1,10	1,30	—	—
ИРП-1347-1	0,70	0,59	0,70	0,80	1,00
РСМ-3Л	0,90	1,20	1,40	1,40	—
ЕСКЕРТПЕ Ығысу модулінің аралық мәндері интерполяция бойынша қабылданады.					

6.4.6 2 м астам тереңдікте маусымдық қататын сусыған топырақтардағы құрылыстар үшін маусымдық қататын (еритін) қабат шегіндегі аязды сусыған топырақтың әсері іргетастың (немесе қадалардың) периметрі бойынша келтірілген тік жанасу күші түрінде алынуы тиіс.

6.4.7 Монтаждау немесе құрылыс кезінде, сондай-ақ элементтерді дайындау және тасымалдау кезінде конструкцияға әсері болатын құрылыс жүктемесін қарастырылатын жұмыс жүргізу жағдайларының және ҚР ЕЖ 5.03-107 талаптарының ескерілуімен жобадағы деректер бойынша қабылдау қажет.

Краннан келтірілетін жүктемені анықтаған уақытта көтерілетін жүктің салмағы мен жылжымалы стреланың салмағын салмақ 196 кН дейін болғанда 1,20 (0,85) тең динамикалық коэффициенттермен алу және одан ауыр болғанда 1,10 тең деп алу қажет. Бұл ретте егер кранда жүктің болмауы есептеліп отырған конструкцияның жұмысына қолайсыз ықпалын келтіруі мүмкін болса, жүргізілетін есептеулерде кран жүксіз ескеріледі.

Темірбетон конструкциялардың элементтерді тасымалдау кезінде пайда болатын күшеюдің әсеріне есептеген кезде элементтердің өз салмағынан келтірілетін жүктемені көлікпен тасымалдау кезінде төменде көрсетілген мәнге тең динамикалық коэффициенттермен алу керек:

- 1,6 — автомобиль;
- 1,3 — темір жол.

Тасымалдау шарттарын ескеретін динамикалық коэффициенттерді егер бұл тәжірибемен расталса, кішірек өлшемде, бірақ автокөлікпен тасымалдаған уақытта 1,3 төмен емес және темір жол көлікпен тасымалдаған уақытта 1,15 төмен емес алуға жол беріледі.

6.4.8 Сейсмикалық жүктемені ҚР ҚНЖЕ 2.03-30 және ҚНЖЕ II-7 талаптарына сай қабылдау қажет.

6.4.9 6.4.1—6.4.7 келтірілген табиғи және техногенді жүктеме мен әсерлерге жүктеме γ_f бойынша сенімділік коэффициенттерін 18-кесте бойынша алу қажет.

Олар аралық құрылымдардың аспалы теңдестірілген жинақталуы үшін пайдаланылған жағдайда, сонымен қатар осындай кезде аралық құрылымды тіреулерге бекітетін анкеркерлердің беріктілігін тексерген уақытта тіреуге әртүрлі белгідегі иілу моменттерін келтіретін аралық құрылымның жинастырылатын консольдік бөліктерінің өз салмағына жинастырылатын бөліктердің (блоктардың) дайындалуының және монтаждалуының нақты шарттарының ескерілуімен жүктеме бойынша сенімділік

коэффициенттерін енгізу керек. Аралық құрылымдардың бетон блоктарының дайындалуы зауыттық технология бойынша болса, жеке салмақтан болған жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттерін тіреу денесі мен бекітілетін анкерлердің беріктілігін тексерген кезде мына формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\text{бір консоль үшін} \quad \gamma_{f,\max} = 1 + \frac{0,1}{\sqrt{k}} \geq 1,038, \quad (43)$$

$$\text{басқа консоль үшін} \quad \gamma_{f,\min} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{k}} \leq 0,962. \quad (44)$$

мұнда k — әр жақтан орнатылатын блоктардың саны.

18-кесте – Табиғи және техногенді жүктемелерге сенімділік коэффициенттері

Басқа уақытша жүктемелер мен әсерлер	Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті γ_f
Жел жүктемесі:	
Көпірді пайдалану кезінде	1,4
Құрылыс және монтаждау кезінде	1,0
Мұз жүктемесі	1,2
Кемелердің көбеюінен келтірілетін жүктеме	1,2
Температуралық климаттық әсерлер	1,2
Топырақтың аязда сусуының әсері	1,3
Жылжымалы тіреу бөліктеріндегі үйкелістен болған кедергінің әсері	по 6.4.5
Құрылыс жүктемелері:	
Қосалық құрылыстардың өз салмағы	1,1 (0,9)
Жиналатын материалдардың салмағы мен қосалқы құрылыстардағы жасанды ретке келтірудің әсері	1,3 (0,8)
Жұмыс істеп жүрген адамдардың, саймандардың, ұсақ жабдықтардың салмағы	1,3 (0,7)
Крандардың, копрлардың және көлік құралдарының салмағы	1,1 (1,0)
Көтеру және жылжыту кезінде гидравликалық домкраттардан және электр лебедкалардан келтірілетін әсер	1,3 (1,0)
Аралық құрылымдар мен басқа да жүкті жылжыту кезіндегі үйкеліс күші:	
- катоктарда	1,1 (1,0)
- жылжыма бөлшекте және фторопласт бойынша	1,3 (1,0)
- арбаларда	1,2 (1,0)
ЕСКЕРТПЕ 1 Жақшада көрсетілген γ_f мәндері жүктеменің тиімсіз үйлесімі кезінде олардың конструкция элементтеріне келтірілетін жиынтықталған әсері ұлғайған уақытта қабылданады.	
ЕСКЕРТПЕ 2 Жабық типті жаяу жүргіншілер көпірлері үшін қар жүктемесінің γ_f мәндері ҚРЖЕ 2.01.07 сәйкес қабылданады.	

7 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР

7.1 Негізгі есептеу талаптары

7.1.1 Бірінші топтың шекті күйлерін болдырмау үшін көпірлер мен құбырлар конструкцияларының элементтері осы тараудың нұсқауларына сәйкес беріктік, (қалыптың және күйдің) төзімділік бойынша және төзімділігіне қатысты есептеледі, бұған қоса төзімділікке есептеулерде құрылыстарды эксплуатациялау кезеңінде орын алуы мүмкін жүктемелер мен әсерлер қарастырылады.

Екінші топтың шекті күйлерін болдырмау үшін 19 кестеде көрсетілген есептеулер орындалады.

19 кесте – Екінші топтың шекті күйлері бойынша есептеулер

Есеп	Жұмыс арматурасы	Конструкция жұмысының кезеңдері
Бойлық сызаттардың қалыптасуы бойынша	Керілмейтін Керілетін	Қалыпты эксплуатация Барлық кезеңдер (қалыпты эксплуатация, құрылысты салу, алдын ала керу, сақтау, тасымалдау)
Қалыпты және элементтің бойлық осіне еңіс сызаттардың қалыптасуы бойынша	Керілетін	Барлық кезеңдер
Қалыпты және элементтің бойлық осіне еңіс сызаттарды ашу бойынша	Керілмейтін және керілетін (керілетін арматурамен элементтерінен басқа, сызаттарға қарсы төзімділік бойынша талаптарының жобаланатын санаты 2а, 40 кестені қараңыз)	Барлық кезеңдер
Элементтің бойлық осіне қалыпты сызаттарды жабу (қысу) бойынша	Керілетін	Қалыпты эксплуатация
Жанама кернеулерді шектеу бойынша	Керілмейтін және керілетін	Барлық кезеңдер
Максаттылықтары түрлі көпірлердегі аралық құрылыстардың деформацияланулар (иілулер) және автожол көпірлеріндегі өту пішінінің сыну бұрыштары бойынша	Керілмейтін және керілетін	Қалыпты эксплуатация

7.1.2 Алдын ала керілген конструкцияларда элементтің бойлық осіне қалыпты бетон және арматура қималарындағы керулерді, қиманы бір тұтас ретінде қарастырып, серіппелі материалдарды есептеу ережелеріне сәйкес анықтау қажет. Егер ашық арналарда орналасқан керілетін арматураның тұтастандырудың бетоны 7.6.12.2 тармағы бойынша негізгі конструкцияның бетонымен ұстаспаса, онда арнада орналасқан керілетін арматура да конструкцияның бетонымен ұстаспайды деп есептеу қажет.

Алдын ала керілген конструкциялардың элементтерінде сызаттарды ашу енін анықтау барысында (соның ішінде аралас күшейтумен) арматурадағы кернеулерді

бетонның созылған аймағының жұмысын ескермей, анықтау қажет. Бетонның созылған аймағының күштерін толығыменен арматураға беруге рұқсат етіледі.

Келтірілген қиманың сипаттамаларын барлық жағдайларда, 7.3.16 тармағын ескере отырып, қимадағы бар керілетін және керілмейтін арматураны ескеріп, анықтау қажет.

Егер конструкцияның элементтері класстары түрлі бетоннан жасалған болса, онда қиманың жалпы жұмыс ауданын олар сай келетін серпімділік модульдерін ескеріп, анықтау қажет.

Керілетін бетонға конструкцияларда оны қысу кезеңінде бетонның жұмыс аумағында жабық және ашық арналардың ауданын ескермейді. Осы конструкцияларды есептеу кезінде эксплуатациялау кезеңінде бетон қимасының есептік ауданында басталған жабық арналардың қима ауданын ескеру. Ашық арналардың тұтастандыру бетонын 7.5.2.6 талаптарын орындау, 7.6.12.2 сәйкес арнайы технологиялық шараларды орындау және тұтастандыру бетонында керілмейтін арматураны орнату шартында ескеруге рұқсат етіледі. Сонымен қатар, тұтастандыру бетонындағы сызаттарды ашу ені сызаттарға қарсы төзімділік талаптарының 3в санаты бойынша жобаланатын элементтер үшін қабылданған өлшемдерден үлкен болмауы тиіс.

7.1.3 Темір жол аралық құрылыстарының таңбалы арқалықтардың қабырғаларын көпірде жолдың 10 см кем емес өлшемінде қабылданатын мүмкін көлденең жылжуды ескеріп, есептеу қажет.

Көпірлердегі арқалық құрылыстардың арқалықтар қабырғаларының сызаттардың қалыптасуы бойынша есебін қабырғалардың ширатуын және майыстырылуын ескеріп (олардың жазықтықтарынан), орындауға ұсынылады.

7.1.4 Арматураны алдын ала керу бастапқы (бақыланатын) күштің мәндері сипаттайды 7.4.11.1 тармағын ескере отырып, уақыттың қарастырылып отырған мезетінде жоғалтуларын шегеріп, керілетін арматураның ұштарына керу құрылғылары арқылы жанасатын, және бақылаулыға тең болатын орнатылған күштің. Осыған қоса арматурадағы бақыланатын күшке сай келетін кернеулері 32 кестеде көрсетілген есептік қарсыласулардан аспағаны жөн, 7.3.13 тармағына сәйкес жұмыс шарттарының коэффициенттерін ескеріп.

Жобалық құжаттамада керілетір арматуралық элементтер үшін бақыланатын күштердің және оларға сай келетін арматураның ұзартылуларының (сүзінділерінің) мәндері М қосымшасының М.1 кестенің 4 күйін ескере отырып, көрсетілуі тиіс.

Значения удлинений арматуры Δ_p в общем случае определяются по формуле

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{\alpha x + \delta \theta}}, \quad (45)$$

мұндағы σ_p — бақыланатын күшке және 7.1.6 тармағының талаптарын ескере отырып белгіленетін жауап беруші кернеулер;

E_p — керілетін арматураның серпімділік модулі;

l — арматуралық элементтің есептік ұзындығы (керу анкерінен арматуралық элементтің нөлдік қарсыласумен нүктесіне дейінгі қашықтық).

Қалған белгіленулер М қосымшасының М.1 және М.2 кестелерінде келтірілген.

Керілетін арматураны керген кезде арматураның серпімділік модулінің нақты мәндері бойынша жұмыстарын бақылау кезінде сүзіндінің мәндерін және үйкелістің

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

өлшенген коэффициенттерін түзетуге рұқсат етіледі, сондай-ақ керілетін жабдықтың конструктивтік ерекшеліктерін ескеріп.

Керілетін арматураның күшімен құрылатын есептік әсерді анықтаған кезде жүктеме бойынша γ_f сенімділік коэффициенттерін келесілерге тең қылып қабылдау қажет:

а) Арматураның бетонмен ұстасуы бар болған жағдайда:

- ұзындықтары бойынша бүтін элементтер үшін — 1,0;

- ұзындықтары бойынша құрамалы элементтер үшін — 7.4.11.1 тармағы бойынша;

б) Арматураның бетонмен ұстасуы жоқ болған жағдайда (7.4.3.4 тармағын қараңыз) — $(1 \pm 0,1)$.

7.1.5 Алдын ала керілген элементтерді есептеген кезде бетонға керілетін арматурадан шоғырланған күштерді беру орнын конструкцияларда қабылдау қажет:

- сыртқы (ұштық) және ішкі (каркас-өзкеті) анкерлермен — анкерлерді тіреу немесе бекіту орнында;

- анкерлері жоқ арматурамен (арматураны бетонмен ұстастандыру арқылы анкерлеумен), — кернеулерді беру аймағының $2/3$ ұзындығына тең қашықтығында.

Жүйелі пішінді керілетін өзекті арматурадан бетонға күштерді беру аймағының ұзындығын күшті беру кезінде есептеу қажет:

- бірқалыпты — $20d$ (мұндағы d — өзектің диаметрі);

- өзектерді кесу арқылы бірден (өзектердің 18 мм аспайтын диаметрлерінде рұқсат етілетін) — $25d$.

Ең суық бес күндіктің сырттағы ауаның орташа температурасы минус 40°C төмен аудандарында эксплуатациялауға арналған конструкциялардың элементтері үшін күштерді бетонға беру аймағының ұзындығын $5d$ арттыру қажет.

Анкерлер жоқ болған жағдайда К-7 классты керілетін арматуралық арқандардан күштерді бетонға беру аймағының ұзындығын 20 кестеде көрсетілген өлшемдерінде қабылдау қажет; Ең суық бес күндіктің сырттағы ауаның орташа температурасы минус 40°C төмен аудандарында эксплуатациялауға арналған конструкциялардың элементтері үшін К-7 классты арматуралық арқандар бар болғанда аймақтың ұзындығын 20 кестеде көрсетілген мәндерінен жоғары қылып қабылдау қажет:

- 27 см — арқандардың диаметрі 9 мм;

- 30 см — сол сияқты, 12 мм;

- 38 см — сол сияқты, 15 мм.

Төрт К-7 арқандарының түйіндері үшін күштерді беру аймағының ұзындығын 20 кесте бойынша 1,4 коэффициентімен қабылдау қажет.

20 кесте - Күштерді бетонға беру аймағының ұзындығы

К-7 классты арматуралық арқандардың диаметрі, мм	Күштерді бетонға беру аймағының ұзындығы l_{rp} , см, бетонның қысуға беріктік бойынша класстарының бетонына беру беріктігі							
	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50 және одан да көп
9	88	85	83	80	75	70	65	60
12	98	95	93	90	87	85	75	70
15	115	110	105	100	95	90	85	80
ЕСКЕРТПЕ Бетон қысу күшін бірден берген кезде (арқандарды кесу арқылы) күштерді беру аймағының басын элемент соңынан бастап $0,25l_{rp}$ тең болатын қашықтығында қабылдау қажет.								

7.1.6 Алдын ала керілген конструкциялардың элементтеріндегі кернеулер бақыланатын күш бойынша анықтау қажет келесіні шегеріп:

- алғашқы жоғалтулар — бетонды қысу кезеңінде;
- бірінші және екінші жоғалтулардың — эксплуатациялау кезеңінде.

Бірінші жоғалтуларға жатқызу қажет:

а) Арматура тіректерге керіп созумен конструкцияларында — анкерлердің деформациялануы, арматураның айналдырушы құралдарға үйкелісі, арматурадағы кернеулердің релаксациясы (толық 50 % мөлшерінде), температуралық деңгей айырмасы, жылдам аққыш жылжығыштығының, сондай-ақ қалыптардың деформациялануы (арматураны қалыптарға керіп созу кезінде) салдарынан туындайтын жоғалтулар.

б) Арматураны бетонға керіп созумен конструкцияларда — анкерлердің деформациялануы, арматураның жабық және ашық арналардың қабырғаларына үйкелісі, арматурадағы кернеулердің релаксациясы (толық 50 % мөлшерінде) салдарынан туындайтын жоғалтулар.

Екінші жоғалтуларға келесілерді жатқызу қажет:

а) Арматураны тіректерге керіп созумен конструкцияларда — бетонның отырғызушылық және жылжығыштығының, арматурадағы кернеулердің релаксациясы (толық 50 % мөлшерінде) салдарынан туындайтын жоғалтулар;

б) Арматураны бетонға керіп созумен конструкцияларда — бетонның отырғызушылық және жылжығыштығының, арматурадағы кернеулердің релаксациясы (толық 50 % мөлшерінде), шиыршықты немесе шығыршықты арматураның орамдары астында майыстыру, бетонға оралатын, ұзындығы бойынша құрамалы конструкцияларда блоктар арасында түйісулердің деформациялануы салдарынан туындайтын жоғалтулар.

Аталған жоғалтулардың кейбіреулерінің мәндерін М қосымшасы бойынша 7.1.7 тармағын ескеріп анықтау қажет.

Арматурадағы кернеулердің релаксациясынан (толық 50 % мөлшерінде) екінші жоғалтулар бірқалыпты түрде орындалады және бетонды қысқан соң бір айдың ішінде толығыменен аяқталады дегенді қабылдауға рұқсат етіледі.

Арматурадағы бірінші және екінші жоғалтулардың жалпы мәнін 98 МПа кем қылып қабылдамаған жөн.

7.1.7 Бетонның отырғызылуы және жылжығыштығы салдарынан арматурада алдын ала кернеудің жоғалтуларын анықтау кезінде келесі нұсқауларды басшылыққа алу қажет:

а) Бетонның отырғызылуы және жылжығыштығы салдарынан жоғалтулар уақыты бойынша өзгертулерді $\Delta\sigma_p(t)$ келесі формула бойынша анықтауға рұқсат етіледі

$$\Delta\sigma_p(t) = \left(1 - e^{-0,1\sqrt{t}}\right) \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (46)$$

мұндағы $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$ — Бетонның отырғызылуы және жылжығыштығы салдарынан арматурадағы жоғалтулардың ақырғы (шекті) мәндері М немесе П қосымшасы бойынша анықталады;

t — Жылжығыштық салдарынан туындайтын жоғалтуларды анықтау кезінде есептелетін уақыт — бетонды қысып алу күнінен бастап, отырғызу күнінен бастап — бетон құюды аяқтау күнінен бастап, тәулік;

$e = 2,718$ —жаратынды логарифмдердің негіздемесі;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

б) Қоршаған орта ауасының ылғалдылығы 40 % төмен болған кезде эксплуатациялауға арналған конструкциялары үшін бетонның отырғызылуы және жылжығыштығы салдарынан жоғалтуларды 25 % арттыру қажет, ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 сәйкес климаттық IVA қосалқы ауданда және күн радиациясынан қорғалмаған ауданда эксплуатациялауға арналған конструкцияларын ескермей-ақ, соңғылары үшін аталған жоғалтулар 50 % арттырылады;

в) Бетонды отырғызудың және жылжығыштығының деформациялануларының шекті салыстырмалы мәндерін ескере отырып, бетонның отырғызу және жылжығыштығы салдарынан, арматураның әсері, бетон жасының және беру беріктігінің, жүктемені кезеңдік жанастыру және оның әрбір кезеңде әсер ету ұзақтығы, деформациялардың уақытпен даму жылдамдығы, көлденең қималардың келтірілген өлшемдерін, ортаның салыстырмалы ылғалдылығының және басқа факторлардың әсерінен туындайтын жоғалтуларды анықтау және күштерді қайта үлестіру үшін анағұрлым дәл әдістерді қолдануға рұқсат етіледі. Бұл әдістерді негіздеу қажет. Осыған қоса бетонды отырғызудың ε_n және жылжығыштығының c_n оның беру беріктігіне сай келетін бетон класстарына нормативтік деформациялары M қосымшасының $M.3$ кестесі бойынша қабылдау қажет.

7.1.8 Темірбетон торлы фермалардың қысылған элементтерінің есептік ұзындығын l_0 болат торлы фермалардың қысылған элементтерінің есептік ұзындығын анықтауға қатысты нұсқаулары бойынша қабылдау қажет (8 тарауды қараңыз).

Бөлек тұрған жақтаулар діңгектерінің есептік ұзындығын олардың көлденең тосқауылмен қатты қосылысы кезінде 21 кестесі бойынша қабылдауға рұқсат етіледі көлденең тосқауылдың $B_1 = E_b I_1$ және діңгектердің $B_2 = E_b I_2$ қаттылығының қатынасына байланысты.

Тіректердің есептік ұзындығын (тірек-қабықшаларды, тірек -діңгектерді), соның ішінде эстакадалық типті тірек элементтеріндегі есептік ұзындықты грунттың деформациялануға қабілеттілігін және іргетастардың және тіректің жоғарғы бөлігінің орын ауыстыруларына қарсыласуын ескеріп, қабылдау қажет.

21 кесте - Тіректердің есептік ұзындықтары

Көлденең тосқауыл арқалығының l тірек ұзындығына H қатысты қатынасы	Қаттылық қатынасы B_1/B_2 болған кезде тіректің есептік ұзындығы l_0		
	0,5	1	5
0,2	$1,1H$	H	H
1	$1,3H$	$1,15H$	H
3	$1,5H$	$1,4H$	$1,1H$
ЕСКЕРТПЕ l / H және B_1 / B_2 қатынастарының аралық мәндерінде l_0 есептік ұзындығын интерполяция бойынша анықтауға рұқсат етіледі.			

Тіректердің бөліктерін немесе элементтерін бойлық иілуге қысылған өзектердің есептік (бос) ұзындығын анықтауға қатысты құрылыстық механика тәсілдерін қолдана отырып, есептеген кезде грунттың деформациялануға қабілеттілігі және жылжымалы тірек бөліктерінде үйкеліс күштерінің бар болуы салдарынан қарастырылып отырған элементтердің ұштарының серпімді қысуды (серпімді икемділікті) ескеруге рұқсат етіледі. Егер осындай есептеулер орындалмаса, онда каток және секторлық типті жылжымалы

тірек бөліктерін қолдану кезінде, сондай-ақ фторпласттық аралықтарда тіректердің жоғарғы бөліктерінің өзара байланысын ескермеуге болады.

Қысылған темірбетон элементтерде бойлық арматураның көлденең қимасының минималды ауданы, % бетон есептік қимасының толық ауданына, келесі көрсеткіштен кем болмауы тиіс:

- 0,20 — иілгіштігі $l_0 / i \leq 17$ элементтерінде;
- 0,60 — сол сияқты, иілгіштігі $l_0 / i \geq 104$;

Иілгіштіктің аралық мәндері үшін — интерполяция бойынша (l_0 — элементтің есептік ұзындығы);

$i = \sqrt{I_b / A_b}$ — элементтің көлденең қимасы инерциясының радиусы, мұндағы I_b — бетон қимасы инерциясының мезеті; A_b — бетон қимасының ауданы. Егер минималды күшейту өлшемі бойынша талаптар орындалмаса, онда конструкцияның элементтерін бетон ретінде есептеу қажет.

Қысылған темірбетон элементтерінің иілгіштігі кез-келген бағытта құрылысты эксплуатациялау кезеңінде қабылданады, 120 аспауы тиіс, ал орнату кезеңінде — 150 аспауы тиіс.

Элементтердің иілгіштігі l_0 / i_{ef} жанама күшейтумен торлар барысында — 55 астам емес болып қолданылады, шиыршық кезінде — 35 астам емес болып қолданылады, мұндағы i_{ef} — бетон қимасының бөлігі инерциясының радиусы (тордың немесе шиыршықтың шеткі өзектерінің осьтерімен шектеулі).

7.1.9 Тік бұрышты темірбетон құбырларының буындарын тұйықталған пішіннің жақтаулары ретінде олардың қабырғаларын қатты бітелген дінгектермен схемасы бойынша қосымша түрде тексеріп, есептеу қажет.

Домалақ темірбетон құбырларының буындарын Н қосымшасы бойынша анықталатын тек иілу мезеттеріне ғана қатысты есептеуге рұқсат етіледі (бойлық және көлденең күштерді ескермей).

7.2 Бетонға қойылатын талаптар

7.2.1 Көпірлер мен құбырлардың конструкцияларында МСТ 26633 бойынша орташа тығыздығы 2200 кг/м^3 бастап, 2500 кг/м^3 дейін конструкциялы ауыр бетонның пайдаланылуын қарастыру қажет.

Белгілері мен тығыздығы басқа бетонды тәжірибелік конструкцияларда белгіленген тәртіппен пайдалануға жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ Бөлімде атап көрсетілген нормалар және талаптар бұдан әрі «ауыр бетон» деп аталатын, тығыздығы көрсетілген (көрсетілмеген) бетонға қатысты болады.

Бетон конструкциялар сығылуға беріктілігі бойынша жобалық класпен, беру және жіберу беріктілігімен сипатталады. Бетонның сығылуға беріктілігінің «В» классы белгіленген мерзімде $150 \text{ мм} \times 150 \text{ мм} \times 150 \text{ мм}$ кубтарында бақыланатын сығылуға беріктілігінің мәнімен (0,95 қамсыздандырумен кепілдік берілген) анықталады.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Бетонның жобалық классы «В» — жобада тағайындалатын конструкция бетонының беріктілігі.

Бетонның берілетін беріктілігі R_{bp} — дайындау және монтаждау барысында оған күш берілген сәттегі бетонның беріктілігі (класқа сәйкес келетін) (7.2.13).

Бетонның жіберетін беріктілігі R_{b0} — бетонның дайындаушы зауыттың қоймасынан тиелген сәттегі беріктілігі (класқа сәйкес келетін).

7.2.2 Көпірлер мен құбырлар конструкциялары үшін сығылуға беріктілігі бойынша кластары В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55 және В60 болатын ауыр бетонды қолдану қажет. В22,5 және В27,5 кластарындағы бетонның пайдаланылуын егер бұл цементтің үнемделуіне әкелсе және конструкциялардың басқа техникалық-экономикалық көрсеткіштерін төмендетпесе, қарастыру қажет. Беріктілік классы В60 жоғары (соның ішінде беріктілікті арттыратын қоспалардың көмегімен алынатын) бетонды техникалық шарттары бойынша пайдалану керек.

Конструкцияның түріне, арматуралануына және жұмыс шарттарына байланысты қолданылатын бетон 22-кестеде келтірілген талаптарға сай келеді.

Анық каналдарда орналасатын кернелетін арматураның құю үшін сығылуға беріктілік классы В35 төмен болмайтын бетонды қарастыру қажет.

Алдын ала кернелген конструкцияларда арматуралы каналдарды инжецирлеу 28-ші күні беріктілігі 30 МПа төмен болмайтын ерітіндімен жүргізілуі тиіс.

Құрастырма конструкциялардың түйісулерін құю үшін сығылуға беріктілік классы түйіспе элементтер үшін қабылданған кластан төмен болмайтын бетон қолданылуы керек.

22-кесте - Бетондардың кластары

Конструкциялар, арматуралау және жұмыс шарттары	Бетонның сығылуға беріктілік бойынша классы, төмен емес
1 Бетон	В20
2 Арматурасы кернелмейтін темірбетон: а) аралық құрылымдардан басқа б) аралық құрылымдар	В25 В30
3 Алдын ала кернелген темірбетон: а) анкерлерсіз: - төменде көрсетілген кластардағы стерженді арматура кезінде: А600 (А-IV), Ат600 (Ат-IV) А800 (А-V), Ат800 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI) - жалғыз сымды және қанатты арматура кезінде классы К-7 б) анкерлермен: - жалғыз сымды және классы К-7 жалғыз арматуралы қанатты сымды арматура кезінде - классы К-7 қанаттар түйінінен және болат қанаттар кезінде (спиральді, қос және жабық свивкалы)	В30 В35 В35 В30 В35
4 Көпірлер сыртқы ауа температурасы орташа және анағұрлым суық бескүндігі бар аудандарда орналасқан жағдайда сең жүретін өзендердегі тіреулердің қаптамаларының блоктары, °С: минус 40 және жоғары минус 40 төмен Құйылу мен ағылу бар немесе плотиналардың жұмысы кезінде кезек-кезек еріп, қататын аймақтарда орналасқан жағдайда көпірлердің тіреулері үшін	В35 В45 В45

7.2.3 Құрылыс аймағының климаттық жағдайларына, конструкциялардың орналасуы мен түрлеріне байланысты бетон мен ерітіндінің аязға төзімділік F бойынша маркалары 23-кесте бойынша қабылдануы тиіс.

23-кесте - Бетонның және ерітіндінің аязға төзімділік бойынша маркасы

Климаттық жағдайлар (ҚР ҚНЖЕ 2.04-01, °C сәйкес анағұрлым суық айдың орташа айлық температурасымен сипатталады) және пайдалану шарттары	Конструкциялардың және оның бөліктерінің орналасуы					
	Су баспайтын су үсті, жер асты және жер үсті аймақтарда ¹		Судың деңгейі өзгермелі аймақта ²			
	Конструкциялардың түрі					
	темірбетон және жұқа қабырғалы бетон (қалыңдығы 0,5 м кем)	массивті бетон	темірбетон және жұқа қабырғалы бетон	Массивті бетон		Қаптау блок- тары
				Тіреу денелері- нің құйылуы (сыртқы аймақ бетоны)	Қаптау блоктары болған жағдайда толтырым- дардың құйылуы (ішкі аймақ бетоны)	
Бетонның аязға төзімділік бойынша маркасы						
Орташа минус 10 және одан жоғары	F200	F100	F200	F100	F100	—
Қатаң минус 10 төмен минус 20 дейін	F200	F100	F300	F200	F100	F300
Аса қатаң минус 20 төмен	F300	F200	F300 ³	F300	F200	F400 ⁴

¹ Тіреулердегі су баспайтын жер үсті аймақтарына топырақ бетінен 1 м жоғары орналасқан жерлерді жатқызу қажет. Төменірек орналасқан және топырақ қататын қалыңдықтың жартысына жететін тіреу учаскелерінде бетонға су деңгейі өзгеріп тұратын аймақта орналасқан конструкциялар үшін көрсетілген талаптарды қарастыру қажет.

² Су деңгейі өзгеріп тұратын аймақтың жоғарғы шекарасы ретінде мұз аймағының ең жоғары деңгейінен 1 м биік шартты деңгей, төменгі шекарасы ретінде ең аласа орналасқан мұз аймағы қабатының төменгі бетінен 0,5 м төмен деңгей алынуы керек.

³ климаттық жағдайлары қатаң ауданда орналасқан, үнемі су ағатын темір жол және біріктірілген көпірлердің темірбетон элементтерінің аралық тіреулеріндегі бетонның маркасы аязға төзімділік бойынша F400 болуы тиіс.

⁴ Мұздың қалыңдығы 1,5 м жоғары болғанда және көпір климаттық жағдайлары қатаң ауданда орналасқанда сең жүретін өзендер арқылы өтетін үлкен темір жол және біріктірілген көпірлердің каптау блоктарының бетонының аязға төзімділік бойынша маркасы F500 болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ 1 Су асты (ең төмен мұзды жердегі мұздың беткі қабатынан 0,5 м төмен), жер асты (қататын тереңдігінің жартысынан төмен) конструкцияларының бетонына қойылатын аязға төзімділік талаптары нормаланбайды. Конструкцияның үйінді тіректерінде жер астындағы бөліктерге тіректің үйінді конусындағы топырақ қататын тереңдіктің жартысынан төмен орналасқан бөлігі жатады.

ЕСКЕРТПЕ 2 Су өткізетін құбырлардың, өзен арналарын нығайтуларының және үйінді конустарының, жағалауды күшейту және реттеу құрылыстарының барлық элементтерінің, көпір жабынының барлық элементтерінің, соның ішінде гидроизоляциясы жоқ автожол көпірлерінің көлік өтетін бөліктеріндегі плитаның бетоны, сонымен қатар гидроизоляция қызметін атқаратын қозғалыс іске асырылатын жабын төсемінің тегістейтін қабатының бетоны және темір жол аралық құрылыстардағы көпір жабынының плиталары балластсыз қозғалу кезінде аязға төзімділік бойынша су деңгейі өзгеріп тұратын аймақта орналасқан бетонға қойылатын талаптарға сай келу керек.

ЕСКЕРТПЕ 3 Су деңгейі өзгермелі аймақта боранда соғылатын қадалар бар учаскелердегі аязға қарсы төзімділік бойынша талаптарды тағайындаған уақытта осы аймақтың төменгі деңгейі ретінде мұздың сыртқы бетінен төмен болатын 0,5 м белгілеуі қабылданады.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

7.2.4 Электр және химиялық коррозияға ұшырамайтын су асты және жер асты құрылымдарда су өткізбеу қабілеті бойынша маркасы W6 бетонды қолдану қажет.

Конструкцияның қалған элементтері мен бөліктері, соның ішінде темірбетон көпірлер мен құбырлардың бетондалатын түйіспелері су өткізбеу қабілеті бойынша маркасы W8 төмен емес бетоннан жобалануы тиіс.

7.2.5 Агрессивті ортада пайдалануға арналған конструкция элементтерінде жол және аэродромды жабындардың бетондары үшін қойылатын ҚР ЕЖ 2.01-101 және МСТ 10060.0 талаптарына сай мұндай әсерге төзімді бетон және қорғау жабындары қолданылуы қажет.

7.2.6 Бетонның негізгі нормативті беріктілік сипаттамалары болып, бетонның 0,95 қамсыздандырумен анықталатын осьтік сығылуға (призмалы беріктілік) R_{bn} және осьтік созылуға R_{bt} кедергісінің мәні табылады.

Бетонның есептелген негізгі беріктілік сипаттамалары — осьтік сығылуға R_b және осьтік тартылуға R_{bt} кедергі — бетонның кедергісінің нормативтік мәндерінің материал γ_m бойынша тиісті сенімділік коэффициентіне бөліп және жұмыс шартының m_n коэффициентіне көбейтіп анықталады.

Бірінші топтың шекті күйлері үшін материал (бетон) γ_m бойынша сенімділік коэффициенті осьтік сығылу үшін 1,3 тең және осьтік тартылу үшін 1,5 тең деп алынады.

Екінші топтың шектік күйі үшін материал γ_m бойынша сенімділік коэффициенті 1,0 тең.

Арнауы бойынша жұмыс шарттарының коэффициенті төмендегі мәндерге тең деп алынады:

- 0,9 — бірінші топтың шектік күйі үшін;
- 1,0 — екінші топтың шектік күйі үшін.

Әртүрлі кластағы бетонның есептелген кедергілері көпірлер мен құбырлардың конструкциялары бірінші және екінші топтардың шектік күйі бойынша есептелген кезде 24-кесте бойынша қабылданады.

Конструкциялардың бірінші тобының шектік күйі бойынша есептеген кезде бетонның тура қиылуға $R_{b,cut}$ есептелген кедергісі келесідей алынуы тиіс:

арматураның жұмысы ескерілген кезде монолитті арматураланған бетонда орналасқан қималар үшін — $R_{b,cut} = 0,1 R_b$;

арматураның жұмысы қиылуға ескерілген кезде сол қималар үшін — 7.4.9.2 нұсқаулары бойынша;

құйылатын бетон құрастырма элементтер бетонымен беттесетін жерлерде 7.6.12.2 талаптары орындалған жағдайда — $R_{b,cut} = 0,05 R_b$.

Бетон конструкциялар үшін сығылуға R_b және $R_{b,mc2}$ есептелген кедергіні 24-кестеде көрсетілген мәндерден 10 % төмен, ал тура қиылу үшін — $R_{b,cut} = 0,05 R_b$ қабылдау қажет.

Тіреулердің дөңгелек қаптауларының ішкі жазықтығындағы классы B20 монолитті бетонның есептік кедергісін есептеулерде 25 % арттыруға жол беріледі.

7.2.7 7.2.6 және 24-кестеде келтірілген бетонның есептік кедергісін тиісті жағдайларда 25-кестеге сәйкес жұмыс шарттарының коэффициенттерімен қабылдау қажет.

24-кесте - Бетонның есептік кедергісі

Кедергі түрі	Шарт- тың белгілеуі	Бетонның сығылуға беріктілігі бойынша есептелген кедергісі, МПа, класстары										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Бірінші топтың шектік күйі бойынша есептеулер кезінде												
Осьтік қысылу (призмалы беріктілік)	R_b	10,5	11,75	13,0	14,3	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0	27,5	30,0
Осьтік тартылу	R_{bt}	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50
Екінші топтың шектік күйі бойынша есептеулер кезінде												
Осьтік қысылу (призмалы беріктілік)	$R_{b,ser}$	15,0	16,8	18,5	20,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Осьтік тартылу	$R_{bt,ser}$	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Иілу кезінде опыру	$R_{b,sh}$	1,95	2,30	2,50	2,75	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15	4,45	4,75
Осьтік қысылу (призмалы беріктілік) конструкцияларда ұзыннан жарықтарды пайда болуын алдын алу бойынша есептеулер үшін: - алдын ала пайда болған кернеу және монтаждау кезінде - пайдалану кезеңінде	$R_{b,mc1}$ $R_{b,mc2}$	— 8,8	— 10,3	13,7 11,8	15,2 13,2	16,7 14,6	19,6 16,7	23,0 19,6	26,0 22,0	29,9 25,0	32,8 27,5	36,2 30,0

25-кесте – Бетон жұмысы шарттарының коэффициенттері

Жұмыс шарттарының коэффициентін енгізудің алғышарт факторы	Жұмыс шарттарының коэффициенті	Өзіне қатысты коэффициенті енгізілетін бетонның есепті кедергісі	Жұмыс шарттары коэффициентінің мәні
1 Көп мәрте қайталанатын жүктеме	m_{b1}	R_b	7.2.8 тармағы бойынша
2 Көлденең қимасының ауданы $0,3 \text{ м}^2$ және одан аз сығылған элементтерді тік күйінде бетондау	m_{b4}	R_b	0,85
3 Бетонды көлденең сығу барысындағы екі осьті кернеулі күйдің әсері	m_{b6}	$R_b, R_{b,sh}$	7.2.9 тармағы бойынша
4 Конструкциялардың ең суық бес күндігінің сыртқы ауаның орташа температурасы минус 40°C төмен аумақтарда және бетонның суға қанығуы болмаған жағдайлардағы жұмысы	m_{b7}	R_b	0,9
5 Конструкциялардың ең суық бес күндігінің сыртқы ауаның орташа температурасы: - минус 40°C және одан жоғары - минус 40°C төмен аумақтардағы конструкциялардағы суға қаныққан күйдегі бетонның кезектесе мұздауы және жібуі	m_{b8} m_{b8}	R_b R_b	0,9 0,8
6 ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 сәйкес IVA климаттық ішкі ауданындағы күн сәулелерінен қорғалмаған конструкциялардың жұмысы	m_{b9}	R_b, R_{bt}	0,85
7 Құрастыру конструкцияларының құрамында болуы: - бетондалатын түйіспелердің - желімделген түйіспелердің - арматура салынбаған калаудағы ерітінділі тігістердің	m_{b10} m_{b10} m_{b10}	R_b R_b R_b	7.2.10 тармағы және 28-кесте бойынша 7.2.11 тармағы бойынша 7.2.12 тармағы бойынша
8 Пайдалану барысындағы элементтерді екінші топтың шектік күйлері бойынша есептеу: а) қиғаш майысуға және қиғаш, центрленбеген сығуға б) бұрауға в) на монолиттеу бетонының конструкция бетонымен кернеуге түсу жазықтығы бойынша жарылуға	m_{b13} m_{b14} m_{b15}	$R_{b,mc2}$ $R_{b,sh}$ $R_{b,sh}$	1,10 1,15 0,50

7.2.8 Төзімділігі есептелуі тиіс элементтерге көп рет қайталанатын жүктемелер түсу жағдайында, бетонның сығылуға R_{bf} есептік кедергісі R_{bf} төзімділікке есептеулерде келесі формула бойынша анықталуы тиіс

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6\beta_b \varepsilon_b R_b, \quad (47)$$

мұндағы m_{b1} — жұмыс шартының коэффициенті;

R_b — бірінші топтың шектік мәндері бойынша есептеу барысындағы бетонның осьтік сығылуға есептік кедергісі (24-кесте);

β_b — бетонның уақыт барысындағы беріктігін ескеретін және 26-кесте бойынша алынатын коэффициент;

ε_b — $\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}$ қайталанатын кернеулер циклінің ассиметриясына тәуелді және 27-кесте бойынша алынатын коэффициент.

26-кесте – Бетонның уақыт барысындағы беріктігін ескеретін β_b коэффициенттері

Бетонның сығылуға беріктігі бойынша класы	B27,5 және одан төмен	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
β_b	1,34	1,31	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20

27-кесте – Қайталанатын кернеулер циклінің ассиметриясына тәуелді ε_b коэффициенттері

ρ_b қайталанатын кернеулер циклінің коэффициенті	0,1 и менее	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 и более
ε_b	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24
ЕСКЕРТПЕ Для ρ_b аралық мәндері үшін ε_b коэффициентін интерполяция бойынша анықтау қажет.						

7.2.9 Көлденеңінен σ_{by} кернеуімен қысу жағдайындағы алдын ала кернеулі конструкцияларды есептеу барысында есептік к расчетным сопротивлениям бетона осевому сжатию R_b бетонның осьтік сығылуға, $R_{b,sh}$ майысу барысындағы шытынауына және $R_{b,cut}$ тікелей қимасына кедергісінің мәндеріне келесі мәндерге тең m_{b6} жұмыс коэффициенттерін енгізу қажет:

а) R_b үшін:

$m_{b6} = 1,1$ — $0,1R_b \leq \sigma_{by} \leq 0,2R_b$ болған жағдайда;

$m_{b6} = 1,2$ — есептерде ескерілетін максималдық мән болып табылатын $\sigma_{by} = 0,6R_b$ кернеулерінде;

б) $R_{b,sh}$ және $R_{b,cut}$ үшін:

$m_{b6} = 1 + 1,5\sigma_{by}/R_{b,sh} — \sigma_{by} \leq 0,98$ МПа болған жағдайда;

$m_{b6} = 1 + \sigma_{by}/R_{b,sh} — \sigma_{by} = 2,94$ МПа болған жағдайда.

σ_{by} аралық мәндері үшін бетонның жұмыс шарттарының коэффициенттері интерполяция бойынша қабылданады.

7.2.10 При Ұзындығы бойынша құрамды, түйіспелі бетондалатын конструкцияларды есептеу барысында түйіспе жұмысының әр кезеңіндегі конструкция бетоны мен түйіспе тігісін толтырушы материал беріктігінің айырмашылығын ескеретін жұмыс шартының m_{b10} коэффициентінің мәнін тігістің b қалыңдығына және түйіспедегі (тігістегі) бетонның

(ерітіндінің) R_{bj} беріктігінің конструкция блоктарындағы бетонның $R_{b,con}$ беріктігіне байланыстың 28-кестесіне сәйкес қабылдау қажет.

28-кесте - Жұмыс шарттарының m_{b10} коэффициенттері

Тігіс қалыңдығы, мм	$R_{bj}/R_{b,con}$ қатынастарындағы жұмыс шарттарының m_{b10} коэффициенттері								
	0,2 және одан аз	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
20 бастап, 40 дейін	0,70	0,76	0,82	0,88	0,94	1,0	1,0	1,0	1,0
70	0,50	0,58	0,65	0,72	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
200 және одан көп	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0

Блок бөліктерінің қалыңдығы 120 мм аз болу және блок ішінде кернеуленетін арматураны өткізу саңылаулары болу жағдайында тігіс қалыңдығы 20 бастап, 40 мм дейінгі тігіс үшін m_{b10} мәнін, 70 мм тігіс үшін сияқты, қалыңдығы 70 мм тігіс үшін — қалыңдығы 200 мм тігіс үшін сияқты қабылдау қажет.

7.2.11 Құрамды конструкцияларды желімделген түйіспелі аралық құрылымдарының ұзындығы бойынша желімі қатпағанның өзінде монтаждау жүктеулерін көтере алатындай етіп жобалау қажет.

Желімделген түйіспелі құрамды конструкцияларды ұзындығы бойынша есептеу барысында блоктардың бетонының есептік кедергісіне енгізілетін және конструкция беріктігінің желім қатқанша төмендеуін ескеретін жұмыс шарттарының m_{b10} коэффициентін блоктардың алдыңғы беттерінің бетон беттерінің түріне байланысты қабылдау қажет: кедір-бұдыр — 0,90, тегіс — 0,85.

Аралығы қиманың ең үлкен өлшемінен аз желімделетін түйіспелер үшін және кірістірілетін диафрагмалар түйіспелері үшін аталмыш m_{b10} мәндерін 0,05 азайту қажет.

Қатырылған желімделген түйіспелер үшін $m_{b10} = 1$ мәнін қабылдау қажет.

7.2.12 Бетон блокты арматураланбаған қалауды есептеу барысында бетон конструкциялары үшін 7.2.6 тармағына сәйкес қабылданатын бетонның есептік кедергілеріне келесі мәндерге тең жұмыс шарттарының m_{b10} коэффициенттерін енгізу қажет:

- 0,85 — блок бетонының кластары В20 және В22,5 жағдайында;
- 0,75 — блок бетонының кластары В25–В35 жағдайында;
- 0,70 — блок бетонының кластары В40 және одан жоғары болу жағдайында.

Қалаудың көлденең тігістерінің қалыңдығы ең көп дегенде 1,5 см қабылданып, тігістердегі ерітіндінің 28 күндегі беріктігі бетон блоктарының беріктігінен аз болмауы тиіс.

7.2.13 Алдын ала кернеулі конструкцияларды жасау барысында бетонды қысуға оның беріктігі жобалық класс үшін белгіленгеннен төмен болмағанда рұқсат етіледі.

Өткізуші беріктікті тағайындау үшін бетонның есептік кедергілерін 24-кестесі бойынша, бетонның жақын бетон класстарына қатысты мәндерді интерполяциялау жолымен анықтау қажет.

Бетонға кернеулі арматураның толық күші жіберілген мезеттегі және монтаждау барысындағы беріктігін, әдетте беріктігі В25 бетон класының беріктігінен төмен емес тағайындау қажет.

7.2.14 Бетонның сығу және созу және бетон конструкциялардың табиғи жағдайдағы қату барысындағы серпімділігі модульдерінің E_b мәнін тәжірибелік деректер болмаған жағдайда 29-кестесіне сәйкес қабылдау қажет.

29-кесте - Бетон серпімділігінің модульдері

Бетонның сығуға беріктігінің класы	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	27,0	28,5	30,0	31,5	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

29-кестеде келтірілген серпімділік модульдерінің E_b мәндерін келесідей азайту қажет:

- 10 % — жылу-ылғалды өңдеуден өткен бетон үшін және кезекті мұздау және жібу жағдайында жұмыс істейтін бетон үшін;

- 15 % — ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 сәйкес IVA климаттық ішкі ауданындағы күн сәулелерінен қорғалмаған конструкциялардың бетоны үшін.

Бетон блоктарынан қалаулар үшін деформациялану модульдерінің E мәндерін бетонның класстары үшін келесідей қабылдау қажет:

- B20 – B35 — $0,5 E_b$;

- B40 және одан жоғары — $0,6 E_b$.

Құралмалы-монолитті тіреу бетонының келтірілген деформациялану модулі жалпы алғанда блоктар қалауы бетонының деформациялану модулі және қима өзегі бетонының серпімділігінің орташа мәні ретінде, олардың қима аудандарының тіреу қимасының жалпы ауданына қатысты пропорционалдығын ескере отырып анықталады.

Бетон ауытқуының G_b модулін $0,4E_b$ тең деп, көлденең деформациялану коэффициентін (Пуассон коэффициентін) — $\nu=0,2$ тең деп қабылдау қажет.

Құралмалы конструкциялар түйіспелерінде пайдаланылатын желімдер серпімділігінің минималды мәні 1500 МПа аз, ал көлденең деформацияланудың ν коэффициенті мәні — $0,25$ көп қабылданбайды.

7.3 Арматураға қойылатын талаптар

7.3.1 Темірбетон көпірлер мен құбырлардың конструкция элементтерінің жұмыс шарттарына және құрылыс ауданындағы ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасына байланысты белгіленетін арматуралық болат маркасын 30-кестесіне сәйкес, 5.5.4, 7.4.13.1 және 7.6.7.1-тармақтарын ескере отырып белгілеу қажет; бұл жағдайда «плюс» белгісі аталмыш болат маркасын осы жағдайларда пайдалану мүмкіндігін білдіреді.

Ст5пс маркалы А300 класты арматуралық болатты аралық құрылыстарда (қамыттардан өзге) және көпір тіреулерінде диаметрлері келесі мәндерден аспаған жағдайда пайдалануға рұқсат етіледі, мм:

20 — төзімділігі есептелмейтін арматуралы элементтер үшін;

18 — сол сияқты, төзімділігі есептелетін.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Аталмыш арматуралық болатты диаметрлері 22 мм және одан көп болған жағдайларда іргетастарда және топырақтың мұздау тереңдігінің ортасынан төмен тіреу бөліктерінде ғана пайдалану қажет.

30-кесте – Болат таңбалары

Арматура түрі	Арматура болатының беріктік класы	Арматура болатының сапасын реттейтін құжат	Болат таңбасы	Диаметрі, мм	Төзімділігі есептелмейтін арматуралы элементтер			Төзімділігі есептелмейтін арматуралы элементтер		
					Ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы төмендегідей аудандарда конструкцияларды қолдану кезінде, °C					
					минус 30 және одан жоғары	минус 30-дан төмен және қоса алғанда минус 40	минус 40-тан төмен	минус 30 және одан жоғары	минус 30-дан төмен және қоса алғанда минус 40-қа дейін	минус 40-тан төмен
Шыбықты ыстық өңделген тегіс	A240 (A-I)	МСТ 5781 МСТ 380	Ст3сп	6—10	+	+	+	+	+	+
			Ст3сп	12—40	+	+	+	+	+	—
			Ст3пс	6—10	+	+	+ ^{1,2}	+	+ ¹	—
			Ст3пс	12—16	+	+ ¹	—	+	+ ¹	—
			Ст3пс	18—40	+	+ ¹	—	+ ¹	—	—
			Ст3кп	6—10	+	—	—	—	—	—
Шыбықты ыстық өңделген периодты профильді	A300 (A-II)	МСТ 5781 МСТ 380	Ст5сп	10—40	+	+	+ ^{1,2,3}	+	+	—
	Ac300 (Ac-II)		Ст5пс	10—16	+	+ ¹	—	+	+ ¹	—
			ВСт5пс2	18—40	+	—	—	+ ¹	—	—
			10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+
			25Г2С	6—40	+	+	+ ¹	+	+ ¹	+ ¹
			35ГС	6—40	+	+ ⁴	—	—	—	—
A600 (A-IV)	20ХГ2Ц	10—22	+	+	+ ⁵	+	+	+ ⁵		
A-800 (A-V)	23Х2Г2Т	10—32	+	+	+ ⁵	+	+	+ ⁵		
Шыбықты термиялық орнықтырылған периодты профильді	At600 ⁶ (At-IV)	МСТ 10884	25Г2С	10—28	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—
	10ГС2		10—18	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—	
	20ХГС2		10—18	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—	
	20ХГС2		10—28	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—	
	At1000 ⁶ (At-VI)	20ХГС2	10—16	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—	
Беріктігі жоғары тегіс сым	B (B)	МСТ 7348	—	3—8	+	+	+ ⁸	+	+	+ ⁸
Беріктігі жоғары периодты профильді сым	Bp (Bp)		—	3—8	+	+	+ ⁹	+	+	+ ⁹
Арматура арқандар	K-7 (K-7)	МСТ 13840	—	9—15	+	+	+	+	+	+

30-кесте – Болат таңбалары (жалғасы)

Арматура түрі	Арматура болатының беріктік класы	Арматура болатының сапасын реттейтін құжат	Болат таңбасы	Диаметрі, мм	Төзімділігі есептелмейтін арматуралы элементтер		Төзімділігі есептелмейтін арматуралы элементтер			
					Ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы төмендегідей аудандарда конструкцияларды қолдану кезінде, °С					
					минус 30 және одан жоғары	минус 30-дан төмен және қоса алғанда минус 40	минус 40-тан төмен	минус 30 және одан жоғары	минус 30-дан төмен және қоса алғанда минус 40-қа дейін	минус 40-тан төмен
Болат арқандар	Шиыршықты	—	—	Сымдардың диаметрі 3 мм және одан жоғары	+	+	—	+ ¹⁰	+ ¹⁰	—
	Қосарлы Есілген	МСТ 3067 МСТ 3068			+	+	—	+ ¹⁰	+ ¹⁰	—
	Жабық	МСТ 3090 МСТ 7675 МСТ 7676		МСТ бойынша	+	+	—	+ ¹⁰	+ ¹⁰	—

¹ Тоқылған қаңқалар мен торларды қолдану ұсынылады.

² Аралық құрылыстардың қамыттары үшін қолдану ұсынылмайды.

³ Динамикалық коэффициенттің 1,1-ден артық болуы жағдайында қолдану ұсынылмайды.

⁴ Динамикалық коэффициенттің 1,1-ден артық болуы жағдайында тоқылған қаңқалар мен торлар үшін ғана қолдану ұсынылады.

⁵ Ұзындықтары біркелкі тұтас шыбықтар түрінде ғана.

⁶ Тек С (дәнекерленетін) және К (коррозиялық шытынауға төзімді) таңбалы термиялық орнықтырылған арматура болаттарын қолдану ұсынылады.

⁷ Кепілді тең өлшемді ұзарту шамасының кем дегенде 2 % болуы жағдайында қолдану ұсынылады.

⁸ Сымдардың диаметрлерінің 5—8 мм болуы жағдайында қолдану ұсынылады.

⁹ Сым диаметрінің 5 мм болуы жағдайында қолдану ұсынылады.

¹⁰ Біріктірілген көпірлердің аралық құрылыстарында ғана қолдану ұсынылады.

Шыбықты термиялық жеңілдетілген арматура болатының, беріктігі жоғары арматура сымының, К-7 класындағы арматура арқандарының және шиыршық түрінде, қосарлы және жабық болат арқандардың байланыстарының дәнекерленуіне жол берілмейді.

Конструкция бетонының денесі шегінде орналасқан күш түсірілетін шыбықты арматураға қандай да бір тетіктерді немесе арматураны дәнекерлеуге тыйым салынады.

Жұмыстық (есептелетін) арматура түрінде жаңа, сонымен қатар импортты немесе техникалық шарттар бойынша шығарылатын арматураларды әзірленген нормативтік құжаттар негізінде олардың беріктік, иілгіштік, дәнекерлену, коррозияға төзімділік, релаксациялық төзімділік, суыққа төзімділік, шаршау әсерінен бүлінуге төзімділік (шыдамдылықпен жұмыс істеу) сипаттарын жан-жақты зерттеуден кейін жол беріледі.

Арматура түрінде табақты немесе қалыпқа келтірілген прокатты, сонымен қатар әйнекті, көміртегілі және минералды талшықтар негізіндегі құрама материалдарды қолдануға болады. Дисперсиялы арматуралау үшін болат сымнан және әйнекті, көміртегілі және минералды талшықтардан дайындалған фибра қолданылуы мүмкін. Бұл материалдарды арнайы әзірленген нормативтік құжаттар негізінде қолдануға жол беріледі.

7.3.2 Монтаждау (көтеру) ілмектері үшін СтЗсп таңбалы А240 класындағы арматура болатын қолдануды қарастыру керек.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Егер жобада конструкцияларды сыртқы ауаның тәуліктік орташа температураларының минус 40°C-тан төмен болуы жағдайында монтаждау көзделсе, монтаждау ілмектері үшін Ст3пс таңбалы А240 класындағы арматура болатын қолдануға жол беріледі.

7.3.3 Кез келген жағдайда конструктивті арматура түрінде, таңбасы 30-кестеде көрсетілген А240 және А300 класындағы арматура болатын, сонымен қатар Вр класындағы периодты профильді арматура сымын қолдануға жол беріледі.

7.3.4 Төсеу бұйымдары, деформациялық жіктер мен өзге есептік элементтер үшін МСТ 6713 бойынша:

- есептік температураның минус 40°C және одан жоғары болуы кезінде – 16Д таңбалы;

- есептік температураның минус 40°C-тан төмен болуы жағдайында – 15ХСНД және 10ХСНД таңбалы болат прокаттарды қолдану керек.

Сонымен қатар, қосымша термиялық өңдеусіз және алтыншы жеткізу санатынан төмен емес МСТ 19282 және МСТ 19281 тізімі берілген болат таңбаларынан дайындалған прокат қолданылуы мүмкін.

Құрылыс алаңындағы ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы минус 30°C-тан төмен емес және динамикалық коэффициенттің 1,1-ден аспауы жағдайында, МСТ 535 бойынша Ст3пс таңбалы болаттан дайындалған қалыңдығы 4-24 мм прокатты да қолдануға жол беріледі.

Ең суық бескүндіктегі сыртқы ауаның орташа температурасы минус 40°C-тан жоғары болуы жағдайында, Ст3сп (қалыңдықтың 10-30 мм болуы кезінде) және Ст3пс (қалыңдықтың 4-30 мм болуы кезінде) болат таңбаларынан дайындалған прокат қолданылуы мүмкін.

Күш әсері есептелмейтін төсеу бұйымдары үшін, МСТ 535-те қарастырылған Ст3кп таңбалы болаттан дайындалған, қалыңдығы 4-30 мм прокатты қолдануға жол беріледі.

7.3.5 Арматура беріктігінің нормативтік мәндеріне 0,95 көрсеткішін қамтамасыз ету жағдайында кепілдік беріледі.

Созылу (қысылу) кезінде шыбықты арматураның негізгі беріктік сипаты аққыштықтың физикалық шегіне тең R_{sn} немесе 0,2 %-ға тең қалдық ұзаруға сәйкес келетін шартты R_{pn} нормативтік кедергі мәні болып табылады.

МСТ 7348 бойынша В класындағы тегіс сымды арматура және МСТ 13840 бойынша К-7 арматура арқандары үшін нормативтік кедергі мәні түрінде 0,95 шартты аққыштық шегіне; МСТ 7348 бойынша Вр класындағы периодты профильді сым үшін 0,9 шартты аққыштық шегіне сәйкес келетін күш түсіру мәні қабылданады.

Көрсетілген сипаттамалар арматура болаттарына қатысты ағымдағы стандарттар бойынша анықталады.

Арматураның созылуға есептік төзімділік сипаттары (есептік кедергілері) нормативтік мәндерді материал бойынша тиісті коэффициентке (арматураның түріне және класына, шектік күйлердің тобына тәуелді белгіленеді) бөлу және тағайындама бойынша жұмыс істеу шарттары коэффициентіне көбейту арқылы анықталады.

Бірінші топтың шектік күйлері үшін материал бойынша сенімділік коэффициенті 31-кестеде келтірілген; тағайындама бойынша жұмыс жағдайларының коэффициенттері: темір жол көпірлері үшін – 0,90, автожол көпірлері үшін – 0,95-ке тең етіп қабылданады.

Екінші топтың шектік күйлері үшін материал бойынша сенімділік коэффициенттерін және жұмыс жағдайлары коэффициенттерін 1,0-ге тең етіп қабылдайды.

31-кесте – Арматура болаттарының сенімділік коэффициенттері

Арматура түрі, класы және диаметрі	Бірінші топтың шектік күйлері бойынша есептеу жүргізу кезінде материалдың сенімділік коэффициенті
1 Күш түсірілмейтін шыбықты: A240; A300 Ac300; A400, диаметрі 10-40 мм A400, диаметрі 6—8 мм	1,05 1,07 1,10
2 Күш түсірілетін шыбықты: ыстық өңделген: A600 A800 термиялық әдіспен орнықтырылған: At600, диаметрі 10-28 мм At800, диаметрі 10-14 мм At800, диаметрі 16-28 мм At1000, диаметрі 10-14 мм At1000, диаметрі 16 мм	1,20 1,25 1,20 1,15 1,25 1,20 1,25
3 В типті күш түсірілетін сымды тегіс және Вр типті периодты профильді	1,20
4 К-7 арматура болаттары	1,20
5 Шыбықты немесе қосарлы есілген және жабық болат арқандар	1,25

Арматура болаттарының созылуға есептік кедергісін 32-кесте бойынша қабылдау керек.

32-кесте – Арматура болаттарының есептік кедергісі

Арматура болатының класы	Диаметрі, мм	Бірінші топтың шектік күйлері бойынша есептеулер жүргізу кезінде қолданылатын созылуға есептік кедергілер R_s және R_p , МПа, көпірлер мен құбырлар үшін	
		темір жол	автожол және қала көпірлері
1 Күш түсірілмейтін шыбықты: а) тегіс A240 б) периодты профильді: A300, Ac300 A400	6—40 10—40 6 және 8 10—40	200 250 320 330	210 265 340 350

32-кесте – Арматура болаттарының есептік кедергісі (жалғасы)

Арматура болатының класы	Диаметрі, мм	Бірінші топтың шектік күйлері бойынша есептеулер жүргізу кезінде қолданылатын созылуға есептік кедергілер R_s және R_p , МПа, көпірлер мен құбырлар үшін	
		темір жол	автожол және қала көпірлері
2 Күш түсірілетін шыбықты: а) ыстық өңделген: А600* А800 б) термиялық орнықтырылған: Ат600 Ат800 Ат1000	10—32	435	465
	10—32	565	600
	10—28	—	465
	10—14	—	645
	16—28	—	600
	10—14	—	775
	16	—	745
3 Беріктігі жоғары сым: а) тегіс В б) Вр типті периодты профилі	3	1120	1180
	4	1060	1120
	5	1000	1055
	6	940	995
	7	885	930
	8	825	865
	3	1100	1155
	4	1030	1090
	5	940	995
	6	885	930
	7	825	870
	8	765	810
4 К-7 арматура арқаны	9	1030	1090
	12	1000	1055
	15	970	1025
5 Болат арқандар: шиыршық түрінде есілген, қосарлы есілген, жабық	Тиісті стандарттар бойынша	$0,54 R_{rpn}$	$0,57 R_{rpn}$
<p>* Аралас арматуралау кезінде А600 класындағы ыстықпен өңделген шыбықты арматураны күш түсірілмейтін арматура түрінде қолдануға жол беріледі.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 1 МСТ 7348 сәйкес, диаметрі 3-8 мм сымның беріктік класы: тегіс – 1500-ден 1100 МПа дейін, периодты профильді – 1500-ден 1000 МПа дейін;</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 МСТ 13840 сәйкес, диаметрі 9-15 мм К-7 арматура арқандарының беріктік класы 1500-ден 1400 МПа аралығында.</p>			

7.3.6 Арматураның қысылуға есептік кедергілерін R_{sc} , R_{pc} созылуға есептік кедергілерге R_s , R_p тең, бірақ арматураның барлық түрлері, соның ішінде күш түсірілетін, бетонмен ілініскен арматуралар үшін қысқа уақыттық жүктеменің әсер етуі кезінде 400 МПа аспайтындай және өзге жүктемелердің әсер етуі жағдайында 500 МПа аспайтындай етіп, ал ілініспейтін күш түсірілетін арматура үшін нөлге тең етіп қабылдайды.

7.3.7 Арматураның төзімділігін есептеу кезінде арматура болатының созылуға есептік кедергілерін күш түсірілетін R_{sf} және күш түсірілмейтін R_{pf} арматуралар үшін келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$R_{sf} = m_{as1} R_s = \varepsilon_{ps} \beta_{pw} R_s, \quad (48)$$

$$R_{pf} = m_{ap1} R_p = \varepsilon_{pp} \beta_{pw} R_p. \quad (49)$$

мұндағы m_{as1} , m_{ap1} — бірнеше мәрте қайталанатын жүктеме әсерін есептейтін арматураның жұмыс жағдайлары коэффициенттері;

R_s , R_p — 32-кесте бойынша қабылданатын арматура болатының созылуға есептік кедергілері;

ε_{ps} , ε_{pp} — арматурадағы күштердің өзгеру циклінің асимметриясына тәуелді коэффициенттер $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$, 33-кестеде келтірілген;

β_{pw} — дәнекерлеу жіктерінің немесе арматура элементтеріне өзге элементтерді дәнекерлеу орындарының болуының арматура элементтерінің жұмыс істеу шарттарына әсерін есептейтін коэффициент, 34-кестеде келтірілген.

7.3.8 Созылған көлденең арматураны есептеу кезінде (қамыттар мен түрүлі шыбықтар) көлбеу қималарда көлденең күштің 32-кестеде көрсетілген арматура болатының созылуға есептік кедергілеріне әсер ету мәніне келесідей арматураның жұмыс істеу шарттары коэффициенттері енгізіледі:

- $m_{a4} = 0,8$ — шыбықты арматура үшін;
- $m_{a4} = 0,7$ — беріктігі жоғары сымнан дайындалған арматура үшін, К-7 арматура арқандары және шиыршық түрінде, қосарлы есілген және жабық болат арқандар үшін.

Егер дәнекерленген қаңқаларда А400 класындағы арматура болатынан дайындалған қамыттардың диаметрі бойлық шыбықтардың 1/3 диаметрінен кем болса, көлденең күшті есептеу кезінде қолданылатын қамыттардағы күш көрсеткіштері аспауы тиіс, МПа:

- 245 — қамыттардың диаметрінің 6 және 8 мм болуы кезінде;
- 255 — сол сияқты, 10 мм және одан жоғары болуы кезінде.

7.3.9 А600 және А800 кластарына жататын арматура болаттары үшін, бойлық механикалық тазалаусыз жанаспалы дәнекермен орындалған түйіспелерді қолдану кезінде 32-кестеде көрсетілген жұп жылжыған төсемелердегі созылуға есептік кедергі көрсеткіштеріне арматураның жұмыс жағдайлары коэффициенті $m_{a5} = 0,9$ енгізіледі.

А240, А300, Ас300 және А400 кластарына жататын арматура болаттары үшін, жанаспалы дәнекермен, ұзын немесе қысқа төсемдерде ванналық әдіспен орындалған түйіспелердің болуы жағдайында, жұп жылжыған төсемелерде, созылуға есептік кедергілерге түйіспелерсіз арматура болатына қолданылатын мәндерді қолдану керек.

33-кесте – ε_{ps} және ε_{rp} коэффициенттерінің мәндері

Қолданылатын арматура болатының класы (түрлері немесе ерекшеліктері)	ρ -ның төмендегідей болуы жағдайында ε_{ps} және ε_{rp} коэффициенттерінің мәндері								
	-1	-0,5	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,35
ε_{ps} коэффициенті									
A240	0,48	0,61	0,72	0,77	0,81	0,85	0,89	0,97	1
A300	0,40	0,50	0,60	0,63	0,67	0,70	0,74	0,81	0,83
Ac300	—	—	0,67	0,71	0,75	0,78	0,82	0,86	0,88
A400	0,32	0,40	0,48	0,51	0,54	0,57	0,59	0,65	0,67
ε_{rp} коэффициенті									
A600 (жанаспалы дәнекермен, механикалық тазалау арқылы дайындалған түйістерсіз немесе түйістермен)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B немесе оның шоғырлары	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Bp немесе оның шоғырлары	—	—	—	—	—	—	—	—	—
K-7 арқандары	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Қолданылатын арматура болатының класы (түрі немесе ерекшеліктері)	ρ -ның төмендегідей болуы жағдайында ε_{ps} және ε_{rp} коэффициенттерінің мәндері								
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	1
ε_{ps} коэффициенті									
A240	1	1	1	1	1	1	1	1	1
A300	0,87	0,94	1	1	1	1	1	1	1
Ac300	0,90	0,92	0,94	1	1	1	1	1	1
A-400	0,70	0,75	0,81	0,90	0,95	1	1	1	1
ε_{rp} коэффициенті									
A600 (жанаспалы дәнекермен, механикалық тазалау арқылы дайындалған түйістерсіз немесе түйістермен)	0,38	0,49	0,70	0,78	0,85	0,91	0,94	0,96	1
B немесе оның шоғырлары	—	—	—	—	0,85	0,97	1	1	1
Bp немесе оның шоғырлары	—	—	—	—	0,78	0,82	0,87	0,91	1
K-7 арқандары	—	—	—	—	0,78	0,84	0,95	1	1
ЕСКЕРТПЕ 1 Шиыршық түрінде немесе қосарлы есілген және жабық болат арқандар үшін $\rho \geq 0,85$ жағдайында ε_{rp} коэффициентін бірге тең етіп қабылдауға, ал $\rho < 0,85$ жағдайында асылған, ванттық және алдын ала күш түсірілген болат аралық құрылыстардың төзімділігін есептеу кезінде қолданылатын 8.4.9.2 бойынша белгілеуге болады.									
ЕСКЕРТПЕ 2 ρ аралық мәндері үшін ε_{ps} және ε_{rp} коэффициенттерін интерполяция бойынша анықтау керек.									

34-кесте – β_{pw} коэффициенттерінің мәндері

Дәнекерленген байланыс типі	ρ циклінің асимметриясы коэффициенті	Класстары төменде берілген арматура болаты үшін диаметрі 32 мм және одан кіші шиыршықты арматураға арналған β_{pw} коэффициенті			
		A240	A300, Aс300	A400	A600
Жанаспалы әдіспен дәнекерлеу (бойлық тазалаусыз)	0	0,75	0,65	0,60	—
	0,2	0,85	0,70	0,65	—
	0,4	1	0,80	0,75	0,75
	0,7	1	0,90	0,75	0,75
	0,8	1	1	0,75	0,80
	0,9	1	1	0,85	0,90
Ұзын қаптама-төсемдерде ванна әдісімен дәнекерлеу	0	0,75	0,65	0,60	—
	0,2	0,80	0,70	0,65	—
	0,4	0,90	0,80	0,75	—
	0,7	0,90	0,90	0,75	—
	0,8	1	1	0,75	—
	0,9	1	1	0,85	—
Арматураның қалқалаушы шиыршықтарын жанаспалы нүктелі дәнекерлеу және өзге шыбықтарды ерітіп жабыстыру, жұп жылжытылған қаптамаларда дәнекерлеу	0	0,65	0,65	0,60	—
	0,2	0,70	0,70	0,65	—
	0,4	0,75	0,75	0,65	—
	0,7	0,90	0,90	0,70	—
	0,8	1	1	0,75	—
	0,9	1	1	0,85	—
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 Егер созылған арматураның шыбықтарының диаметрі 32 мм артық болса, β_{pw} мәндерін 5 %-ға кеміту керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Егер $\rho < 0$ болса, β_{pw} мәндерін $\rho=0$ жағдайындағыдай қабылдау керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 3 Кейінгі реттік бойлық тазалау арқылы жанаспалы дәнекер көмегімен дайындалған, шыбықтарында дәнекерленген жіктері бар А600 класты созылған арматура болаты үшін $\beta_{pw}=1$ түрінде қабылдау керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 4 ρ аралық мәндерінің қолданылуы жағдайында β_{pw} коэффициенттерін интерполяция бойынша анықтау керек.</p>					

7.3.10 Иілетін конструкциялардағы қалыпты қималардың беріктігін есептеу кезінде, иілетін элементтің созылған шетінен қиманың созылған аймағының 1/5 биіктігінен асатын қашықтықта орналасқан арматура элементтері (жекелеген шыбықтар, шоғырлар, арқандар) үшін, арматура болатының созылуға есептік кедергілеріне арматураның жұмыс жағдайлары коэффициенттерін енгізуге жол беріледі:

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5 \frac{a}{h - x} \leq 1, \quad (50)$$

мұндағы $(h - x)$ — қиманың созылған аймағының биіктігі;

$a \geq 0,2 (h - x)$ — созылған арматура элементінің осінен қиманың созылған шетіне дейінгі қашықтық.

7.3.11 Шиыршық түрінде немесе қосарлы есілген болат арқандарды анкерлі жартылай дөңгелек, D диаметрі $24d$ (d - арқан диаметрі) кем блоктардың айналасына ию

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

кезінде, арқандардың беріктігін есептеу кезінде олардың созылуға есептік кедергілеріне арқандардың жұмыс жағдайлары коэффициенттерін m_{a10} енгізу қажет, оны D/d қатынасының 8-ден 24-ке дейінгі аралықта болуы жағдайында, келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125 \frac{D}{d} \leq 1, \quad (51)$$

D диаметрі $8d$ -дан кем блоктардың айналасына иірту кезінде, арқандардың жұмыс істеу шарттары коэффициенттерін тәжірибелік зерттеулердің нәтижелері бойынша тағайындау керек.

7.3.12 В класындағы, диаметрі 5 мм мырышпен қапталған беріктігі жоғары тегіс сымның беріктігін есептеу кезінде 32 кесте бойынша сымның созылуға есептік кедергілеріне төменде көрсетілген арматураның жұмыс жағдайлары коэффициенттерін m_{a11} енгізу керек:

- 0,94 — сымды орташа агрессивті орта жағдайларына төтеп беретін С тобының талаптары бойынша мырышпен қаптау кезінде;

- 0,88 — сол сияқты, қатаң агрессивті орта жағдайларына төтеп беретін С тобының талаптары бойынша.

7.3.13 Алдын ала күш түсірілген конструкцияларда, оларды жасау, сонымен қатар монтаждау кезеңдерінде есептеулер жүргізу кезінде арматура болатының есептік кедергілерін төмендегідей жұмыс жағдайлары коэффициенттері арқылы қабылдау керек:

- 1,10 — шыбықты арматура болаты, сонымен қатар беріктігі жоғары сымнан дайындалған арматура элементтері үшін;

- 1,05 — К-7 класындағы арматура арқандары, сонымен қатар шиыршық түрінде, қосарлы есілген және жабық болат арқандар үшін.

7.3.14 Темірбетон көпірлер мен құбырлардың олардың жекелеген конструктивтік тетіктері (тіреу бөліктері, топса және деформациялық жік элементтері, тіреуіш құрылғылар және т.с.с.) ретінде жүретін болат бұйымдары мен табакты және қалыпқа келтірілген прокаттан дайындалған төсеу бұйымдары үшін есептік кедергілерге көпірлердің болат конструкцияларының элементтері үшін қабылданатын мәндерді қабылдау керек (8-тарауды қараңыз).

7.3.15 Бетонда анкерленетін арматура шыбықтарының есептік кедергілерін арматураға қатысты нұсқауларға сәйкес қабылдау керек.

7.3.16 Күш түсірілмейтін көпірлердің беріктігі мен жарыққа төзімділігін есептеу әрекеттерінен көлек, иілгіш дене формулалары бойынша жүргізілетін көпір элементтеріне қатысты барлық есептеулерде, арматура үшін 35-кестеде және бетон үшін 29-кестеде келтірілген модуль мәндері бойынша анықталатын n_1 (E_s / E_b немесе E_p / E_b) иілгіштік модульдерінің қатынасын қолдану керек.

Күш түсірілмейтін көпір элементтерінің беріктігі мен жарыққа төзімділігін есептеу кезінде, берілген қималардың күш көрсеткіштері мен геометриялық сипаттарын анықтау кезінде, арматура ауданы бетонның тербелмелі жылжығыштығын есептеуде қолданылатын n' иілгіштік модульдерінің қатынас коэффициенттері есептеледі n' мәндерін төмендегі бетон кластарына қатысты келесідей қабылдау керек:

- В20 22,5;

- В22,5 және В25 20;

- В27,517;
- В30 және В3515;
- В40 және одан жоғары10.

35-кесте – Арматураның иілгіштік модулінің мәндері

Арматура болатының класы (түрі)	Арматураның иілгіштік модулі, МПа	
	күш түсірілмейтін E_s	күш түсірілетін E_p
A240, A300, Aс300	$2,06 \cdot 10^5$	—
A400	$1,96 \cdot 10^5$	—
A600, Ат600, A800	—	$1,86 \cdot 10^5$
Ат800, Ат1000	—	$1,86 \cdot 10^5$
В, Вр кластарындағы сым	—	$1,96 \cdot 10^5$
В, Вр класындағы параллель сымдардың шоғырлары	—	$1,77 \cdot 10^5$
К-7 класты арматура арқандары	—	$1,77 \cdot 10^5$
К-7 класындағы арматура арқандарының шоғыры	—	$1,67 \cdot 10^5$
Болат арқандар:		
шиыршықты және қосарлы еспелі	—	$1,67 \cdot 10^5$
жабық	—	$1,57 \cdot 10^5$

7.4 Бірінші топтың шектік күйлері бойынша есептеу

7.4.1 Беріктігі және орнықтылығы бойынша есептеу

7.4.1.1 Көпірлер мен құбырлардың бетон және темірбетон элементтерінің есебін сыртқы жүктемелерден түсетін есептік күштерді шектік күштермен салыстыру арқылы жүргізу керек.

Конструкцияларда иілетін, орталықтан және орталықтан тыс созылған бетон элементтерді қолдануға жол берілмейді.

7.4.1.2 Статикалық анықталмайтын конструкцияларда есептік күштерді бетонның шөгуі мен жылжығыштығы әсерінен туындайтын күштердің қайта таралуын, жасанды реттеу және алдын ала күш түсіру әрекеттерін ескере отырып анықтау керек. Мұндай факторлардан түсетін есептік күштердің қосындысын 1,1 (немесе 0,9) түріндегі жүктеме бойынша сенімділік коэффициентіне көбейту арқылы анықтауға жол беріледі.

7.4.1.3 Конструкция элементтеріндегі шектік күштерді элементтің бойлық осіне қатысты қалыпты және көлбеу орналасқан қималарда анықтау керек.

7.4.1.4 Бетон және темірбетон элементтерге қысушы бойлық күш N әсерін есептеу кезінде күштің шектік күш мәні түрінде беріктік және орнықтылық көрсеткіштерін есептеу кезінде алынған мәндердің кішісін қабылдау қажет. Беріктікті есептеу кезінде кенет эксцентриситетті $e_{c,cl}=(1/400)l_0$ ескеру қажет (мұндағы l_0 — элементтің геометриялық ұзындығы немесе 7.1.8 талаптарын ескере отырып қабылданатын, оның элементті бекіту нүктелері арасындағы бөлігі).

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Жарыққа төзімділік және деформация көрсеткіштерін есептеу кезінде кенет эксцентриситетті ескермеу керек.

Статикалық анықталатын конструкциялардың элементтерінде эксцентриситет e_c (келтірілген қиманың ауырлық ортасына қатысты) конструкцияның статикалық есебі және кенет $e_{c,сл}$ негізінде анықталатын эксцентриситеттердің қосындысы ретінде жүреді.

Статикалық анықталатын конструкция элементтері үшін, келтірілген қиманың ауырлық ортасына e_c қатысты бойлық күш эксцентриситетінің мәні статикалық есептеу кезінде алынған эксцентриситетке тең, бірақ кем дегенде $e_{c,сл}$ түрінде қабылданады.

7.4.1.5 Тік бұрышты, таңбалы, қос таңбалы және қорап тәрізді қималардың қысылған орталықтан тыс қысылған бетон және темірбетон элементтерінің беріктігі мен орнықтылығын есептеу эксцентриситет шамасына $e_c = M/N$ тәуелді 36-кестеге сәйкес жүргізіледі.

36-кесте – қысылған және орталықтан тыс қысылған элементтердің беріктігі мен орнықтылығы есептері

Есептеу түрі	Конструкциялар			
	бетон		темірбетон	
	Төмендегі эксцентриситет мәндеріне сәйкес есептеулер жүргізілуі қажет нақты нормалардың нөмірлері			
	$e_c \leq r$	$e_c > r$	$e_c \leq r$	$e_c > r$
Беріктік	7.4.4.3	7.4.4.3	7.4.5.1, б	7.4.5.2
Орнықтылық	7.4.1.6	7.4.1.6	—	7.4.1.6
	7.4.4.1	—	7.4.5.1, а	—
	7.4.1.7	—	7.4.1.7	—
ЕСКЕРТПЕ r — ядролық қашықтық.				

Есептік бастапқы эксцентриситеті $e_c > r$ түріндегі қысылған элементтердің орталықтан тыс қысылуын есептеу керек.

Деформацияланбайтын сызба бойынша есептеу кезінде, иілімнің орталықтан тыс қысылған элементтің есептік күшінің артуына әсерін эксцентриситетті e_c 7.4.1.6 бойынша анықталатын η коэффициентіне көбейту арқылы есептеу керек.

Орнықтылықты есептеу кезінде $e_c \leq r$ жағдайында, бойлық иілу коэффициентін ϕ 7.4.1.7-ге сәйкес қабылдау керек.

7.4.1.6 Иілімнің беріктікке әсерін есептейтін η коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (52)$$

мұндағы N_{cr} — келесі формулалар бойынша анықталатын шартты сыни күш: бетон элементтер үшін:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I_b}{\phi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right), \quad (53)$$

темірбетон элементтер үшін:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + n_1 I_s \right], \quad (54)$$

мұндағы I_b — бетон қимасы ауданының инерция моменті бетондағы жарықтарды есепке алмастан анықталады;

I_s — күш түсірілетін және күш түсірілмейтін арматуралардың қимасының ауданының инерция моменті.

Инерция моменттері берілген қиманың ауырлық ортасы арқылы өтетін осьтерге қатысты анықталады.

(53) және (54) формулаларында φ_l және φ_p коэффициенттері арқылы тиісінше жүктеменің ұзақ мерзімді әрекетінің, арматураға алдын ала күш түсірудің және эксцентриситеттің қатысты шамасының иілуге әсері есептеледі.

φ_l коэффициентінің мәнін келесідей қабылдау керек:

$$\varphi_l = 1 + M_l / M, \quad (55)$$

мұндағы M — тұрақты және уақытша күштердің әсерінен түсетін N қалыпты күштің N күшінің орналасу орнынан ең көп созылған (бетон элементтер үшін – қиманың ең көп созылған шетіне дейінгі) шыбыққа немесе ең аз сығылған шыбыққа немесе шеткі бөлікке (қиманың толықтай қысылуы кезінде) дейінгі қашықтығына көбейтіндісіне тең момент;

M_l — сол сияқты, тұрақты жүктемелер әсерінен.

δ коэффициентінің мәнін e_c/h тең, бірақ келесі формула бойынша анықталатын шамадан кем емес етіп қабылдау керек:

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b, \quad (56)$$

мұндағы R_b — бетонның есептік кедергісі, МПа;

l_0 — элементтің есептік ұзындығы.

Егер толық және тұрақты күш түсіруден туындайтын моменттердің (немесе эксцентриситеттер) белгілері әртүрлі болса, онда толық жүктеме эксцентриситетінің абсолют мәні $e_c \geq 0,1h$ жағдайында $\varphi_l = 1,0$, ал $e_c < 0,1h$ жағдайында $\varphi_l = 1,05$ түрінде қабылдау керек.

Арматураны алдын ала тарту әрекетінің элементтің қаттылығына әсерін есептейтін φ_p коэффициентінің мәнін мына формула бойынша анықтау керек:

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_c}{h}, \quad (57)$$

мұндағы σ_{bp} — M қосымшасына сәйкес барлық шығындарды есепке алғанда, бетондағы бойлық арматураның ауырлық ортасы деңгейіне алдын ала түсірілген жүктеме көрсеткіші;

сақиналы және дөңгелек қималар үшін $h = D$.

(57) формулада R_b есептік кедергілері бетонның жұмыс жағдайлары коэффициенттерін есептеместен қабылданады, ал e_c/h мәндері 1,5-тен аспауы тиіс.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Сығылған темірбетон элементтерінің сипаттамалары келесі шартты қамтамасыз етуі тиіс:

$$N / N_{cr} \leq 0,7, \quad (58)$$

Элементтердің жүктемені орталықтан тыс түсіру нәтижесінде түзілген иілу жазықтығынан орталықтан тыс қысылуын есептеу кезінде, кенет эксцентриситет (7.4.1.4) мәнін есепке алу керек.

Жылжымайтын тіреулер мен мәжбүрлі деформациялар кезінде бірдей жылжитын (мәселен, температура әсерінен ұзару жағдайында) тіреулерден тұратын темірбетон элементтер үшін, η коэффициентінің мәндерін:

- элементтің ортаңғы үштен біріндегі қималар үшін — (52) формула бойынша;
- сол сияқты, элементтің шеткі үштен бірі шегінде — ортаңғы үштен бір қима үшін есептелген мәндер мен тіреуіш қималар үшін қабылданатын шама арасындағы интерполяция бойынша есептеу керек.

7.4.1.7 Қатысты эксцентриситеті $e_c/r \leq 1$ түріндегі қысылған және орталықтан тыс қысылған элементтерді есептеу кезінде φ бойлық иілу коэффициентін мына формула бойынша анықтау керек:

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l}{N} \frac{\varphi_m}{\varphi_l} + \frac{N_m}{N}}, \quad (59)$$

мұндағы φ_m — уақытша жүктеме әсерін есептейтін бойлық иілу коэффициенті;

φ_l — сол сияқты, тұрақты жүктемелер әсерін;

N_l — бетонмен ілініспейтін күш түсірілетін арматурадағы күшті қоса алғанда, тұрақты жүктемеден түсетін есептік бойлық күш;

N_m — уақытша жүктемеден түсетін есептік бойлық күш;

$N = N_l + N_m$ — толық есептік бойлық күш.

Есептеу кезінде 7.4.1.4 бойынша кенет эксцентриситет мәндері есепке алынатын φ_m және φ_l коэффициенттерінің мәндерін темірбетон элементтер үшін 37-кесте бойынша, бетон элементтер үшін 38-кесте бойынша қабылдау керек.

37-кесте – Темірбетон элементтерге арналған бойлық иілу коэффициенттері

Элементтің иілгіштік сипаты			Бойлық иілу коэффициенттері				
			e_c / r қатысты эксцентриситеттері кезіндегі φ_m				φ_l
l_0 / b	l_0 / d	l_0 / i	0	0,25	0,50	1,00	
4	3,5	14	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,90}{0,90}$	$\frac{0,81}{0,81}$	$\frac{0,69}{0,69}$	1
10	3,6	35	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,86}{0,86}$	$\frac{0,77}{0,77}$	$\frac{0,65}{0,65}$	0,84
12	10,4	40	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,83}{0,83}$	$\frac{0,74}{0,74}$	$\frac{0,62}{0,62}$	0,79
14	12,1	48,5	$\frac{0,90}{0,85}$	$\frac{0,79}{0,74}$	$\frac{0,70}{0,65}$	$\frac{0,58}{0,53}$	0,70

37-кесте – Темірбетон элементтерге арналған бойлық иілу коэффициенттері (жалғасы)

Элементтің иілгіштік сипаты			Бойлық иілу коэффициенттері				Φ _l
			e _c / r қатысты эксцентриситеттері кезіндегі Φ _m				
l ₀ / b	l ₀ / d	l ₀ / i	0	0,25	0,50	1,00	
16	13,8	55	<u>0,86</u>	<u>0,75</u>	<u>0,66</u>	<u>0,55</u>	0,65
			0,78	0,67	0,58	0,47	
18	15,6	62,5	<u>0,82</u>	<u>0,71</u>	<u>0,62</u>	<u>0,51</u>	0,56
			0,75	0,64	0,55	0,44	
20	17,3	70	<u>0,78</u>	<u>0,67</u>	<u>0,57</u>	<u>0,48</u>	0,47
			0,70	0,59	0,48	0,40	
22	19,1	75	<u>0,72</u>	<u>0,60</u>	<u>0,52</u>	<u>0,43</u>	0,41
			0,64	0,52	0,44	0,35	
24	20,8	83	<u>0,67</u>	<u>0,55</u>	<u>0,47</u>	<u>0,38</u>	0,32
			0,59	0,47	0,39	0,30	
26	22,5	90	<u>0,62</u>	<u>0,51</u>	<u>0,44</u>	<u>0,35</u>	0,25
			0,53	0,42	0,35	0,26	
28	24,3	97	<u>0,58</u>	<u>0,49</u>	<u>0,43</u>	<u>0,34</u>	0,20
			0,50	0,41	0,35	0,26	
30	26	105	<u>0,53</u>	<u>0,45</u>	<u>0,39</u>	<u>0,32</u>	0,16
			0,46	0,38	0,32	0,25	
32	27,7	110	<u>0,48</u>	<u>0,41</u>	<u>0,36</u>	<u>0,31</u>	0,14
			0,42	0,35	0,30	0,25	
34	29	120	<u>0,43</u>	<u>0,36</u>	<u>0,31</u>	<u>0,25</u>	0,10
			0,39	0,32	0,27	0,21	
38	33	130	<u>0,38</u>	<u>0,32</u>	<u>0,28</u>	<u>0,24</u>	0,08
			0,33	0,28	0,24	0,20	
40	34,6	140	<u>0,35</u>	<u>0,29</u>	<u>0,25</u>	<u>0,21</u>	0,07
			0,32	0,26	0,22	0,18	
43	37,5	150	<u>0,33</u>	<u>0,28</u>	<u>0,24</u>	<u>0,21</u>	0,06
			0,30	0,25	0,21	0,18	

ЕСКЕРТПЕ Сызықтың үстінде, берілген жұмыс кезеңінде күш түсірілетін арматураның бетонмен ілініспеуі жағдайында, күш түсірілмеген арматуралары бар темірбетон элементтеріне және алдын ала күш түсірілген элементтерге арналған, ал сызықтың астында күш түсірілетін арматураның бетонмен ілінісуі жағдайында алдын ала күш түсірілген элементтерге арналған мәндер келтірілген.

38-кесте – Бетон элементтеріне арналған бойлық иілу коэффициенттері

Элементтің иілгіштік сипаты		Бойлық иілу коэффициенттері					φ_l
		e_c / r қатысты эксцентриситеттері кезіндегі φ_m					
l_0 / b	l_0 / i	0	0,25	0,50	1,00		
4	14	1	0,86	0,77	0,65	1	
6	21	0,98	0,84	0,75	0,63	0,94	
8	28	0,95	0,81	0,72	0,60	0,88	
10	35	0,92	0,78	0,69	0,57	0,80	
12	42	0,88	0,76	0,67	0,55	0,72	
14	49	0,85	0,74	0,65	0,53	0,62	
16	56	0,79	0,68	0,59	0,48	0,58	
18	63	0,74	0,63	0,54	0,43	0,43	
20	70	0,67	0,56	0,46	0,37	0,32	
22	77	0,63	0,51	0,43	0,34	0,26	
24	84	0,58	0,46	0,38	0,29	0,20	
26	91	0,49	0,38	0,31	0,22	0,16	

37 және 38-кестелерде белгіленген:

b — элементтің жылжу бағытына қатысты қалыпты орналасқан тік бұрышты қима тарапы;

d — элементтің көлденең қимасының диаметрі;

I_0 / i — элементтің иілгіштігі (i — көлденең қима инерциясының ең кіші радиусы);

e_c / r — N күшінің қатысты эксцентриситеті;

e_c — берілген қиманың ауырлық ортасына қатысты N күшінің эксцентриситеті;

$r = W_{red} / A_{red}$ — ядролық қашықтық (W_{red} және A_{red} — кедергі моменті және берілген қима ауданы).

7.4.2 Элементтің бойлық осіне дұрыс қиманың беріктігі бойынша есептеу

7.4.2.1 7.4.3.1–7.4.5.3 және 7.4.7.1 сәйкес қималардың шекті күшеюді төмендегі алғышарттарға байланысты айқындау қажет:

- бетонның созылуға кедергісін нөлге тең деп алу қажет;
- бетонның қысылуға кедергісі R_b тең және бетонның шартты қысылған шегінде біркелкі үлестірілген кернеумен шектеледі;
- арматурадағы тартатын кернеулер кернелетін R_s және кернелмейтін R_p арматурада тарылуға есептелген кедергімен шектеледі;
- кернелмейтін арматурадағы қысатын кернеулер қысылуға R_{sc} есептелген кедергімен, ал кернелмейтін арматурада 7.4.2.3 сәйкес анағұрлым қысатын кернеумен шектеледі.

Дайындалған нормативтік құжаттар болған жағдайда бетон деформациясының диаграммаларын және арматураны пайдаланып, аталған есептеулерді жүргізуге жол беріледі.

7.4.2.2 Плитасы бар арқалықтарды қысылған аймақта есептеген кезде есепке алынатын плитаның асылманың ұзындығы асылма басталған жерден бастап санағанда оның алты қалыңдығынан h'_f асырылмауы керек және арқалықтар арасындағы ара-қашықтықтың жартысынан аспауы қажет.

Егер асылманың көлбеуі 1:3 және одан артық болса, оның басталуы арқалықтың қырынан немесе вуттың ұшынан есептеледі.

Плитаның қалыңдығы өзгеріп тұратын болса, сондай-ақ көлбеуі 1:3 кем вуттар болғанда асылманың ұзындығы плита мен вуттардың ауданының ескерілуімен тұрған плитаның келтірілген қалыңдығы бойынша анықталады.

Екі таңбалы қималардың созылған белдемелерінің асылмаларының ауданы есеп жүргізу кезінде есепке алынбайды.

7.4.2.3 Қысылған аймақта орналасқан және бетонмен ұстасқан кернелетін арматураны есепке төменде көрсетілген кернеумен алу қажет:

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \quad (60)$$

мұнда R_{pc} — 7.3.6 сәйкес есептеумен ескерілетін кернелетін арматурадағы анағұрлым қысатын кернеу;

σ_{pc1} — жүктілік бойынша сенімділік коэффициенті $\gamma_g = 1,1$ тең, кернелетін арматурадағы (барлық жоғалтуларды алып тастағанда) есептелген кернеу; $\sigma_{pc1} \leq R_{pc}$ болғанда $\sigma_{pc} = 0$ деп алынады.

Қысылған арматураның A'_s көлденең қимасының ауданы есепке бетонның x қысылған аймағының есептелген аймағының және осы арматураның қиманың қысылған шетіне дейінгі ара-қашықтығының a'_s ара-қатынасына байланысты алынады.

егер $x_2 \geq 2 a'_s$ болса, иілетін элементтердің есебін жүргізген уақытта аудан A'_s толықтай ескеріледі, мұнда x_2 — қысылған арматураның A'_s ескерілуімен анықталған қысылған аймақтың биіктігі.

Егер қысылған арматураның ескерілуісіз қиманың қысылған аймағының биіктігі $x_1 \geq 2 a'_s$ шартына сәйкес келсе, ал қысылған арматураны есептегенде $x_2 < 2 a'_s$ болса, беріктілікті төмендегі жағдайды пайдалана отырып есептеуге болады:

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s) (h_a - a'_s), \quad (61)$$

A'_s $x_1 < 2 a'_s$ болғанда ескерілмейді.

7.4.2.4 Сыртқы күш қима симметриясының осі жазықтығында әскер еткенде және арматура элементтің көрсетілген перпендикуляр жазықтығында әсер еткен кезде элементтің ұзыннан осіне қалыпты қималар тепе-теңдіктің тиісті шарттарынан анықталатын қысылған аймақтың $\xi = x/h_0$ салыстырмалы биіктігінің мәндеріне байланысты есептелуі тиіс. Конструкциялардың есебін жүргізген кезде ξ мәні әдеттегідей, бетонның ξ_y қысылған аймағының салыстырмалы биіктігінен асырылмауы керек. Мұндай қысылған аймақтағы бетонның шекті күйіне арматура үшін жасалған жұмыс жағдайларының тиісті коэффициенттерінің ескерілуімен созылған арматура есептелген кедергіге R_s немесе R_p тең кернеуге жетпей тұрып, басталады.

ξ_y мәні мына формула бойынша анықталады

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (62)$$

мұнда $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$ — әдеттегідей арматураланған элементтер үшін;

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta \leq 0,9$ — қиғашынан арматураланған элементтер үшін;

Бұл кезде бетонның есептелген кедергісін R_b МПа өлшем бірлігінде, ал δ мәнін 10μ тең деп, бірақ 0,15 асырмай алу қажет (мұнда μ — 7.4.5.4 сәйкес қабылданатын арматуралау коэффициенті);

Арматурадағы кернеуді σ_1 , МПа, төменде көрсетілгендерге тең деп алу қажет:

R_s — кернелмейтін арматура үшін;

$R_p + 500 - \sigma_p$ — кернелетін арматура үшін;

кернелетін арматураның созылуға R_p есептелген кедергісін арматура үшін жасалған жұмыс жағдайларының тиісті коэффициенттерінің ескерілуімен, ал арматурадағы σ_p алдын ала пайда болған кернеу шамасын M қосымшасы бойынша бірінші және екінші жоғалтулардың ескерілуімен алу қажет. Кернелетін және кернелмейтін арматура болған жағдайда кернеу σ_1 кернелетін арматура бойынша алынады.

Кернеу σ_2 қысылған аймақтағы арматурадағы шекті кернеу болып табылады және ол 500 МПа тең болып алынуы тиіс.

Егер беріктілікке есептеу жүргізу кезінде 7.4.2.4 сәйкес үлкенірек шектесу мәнінің ξ_y шамасы бойынша есептеу кезінде алынған $\xi = x / h_0$ мәнін сақтау негізделген және қажетті болатын болса, басшылыққа ҚНЖЕ 2.03.01 нұсқауларын алу ұсынылады.

ҚНЖЕ 2.03.01 нұсқауларын төмендегілердің есебін жүргізген уақытта басшылыққа алу кеңес беріледі:

- орталықтандырылмаған қиғаш қысылуға және қиғашынан иілу қысылуға темірбетон элементтерді;

- тікбұрышты және тікбұрышты емес пішіндегі, қимасы бойынша біркелкі таратылған элементтерді арматурамен бірге;

- қысқа консолдерді;

- басуға және үзуге конструкцияларды, салынатын бұйымдарды, стропты ілмектерді және бұрап иілуге және бұрап орталықты емес қысылуға жұмыс істейтін элементтерді

Темірбетон элементтердің дөңгелек қималарының орталықтандырылмаған қысылуға беріктілігінің есептелуі 3-қосымшада келтірілген.

Аталған есептеулердің бәрінде бетон және арматура үшін осы ережелер жинағында белгіленген есептелген кернеуді алу қажет.

7.4.3 Иілетін темірбетон элементтерін есептеу

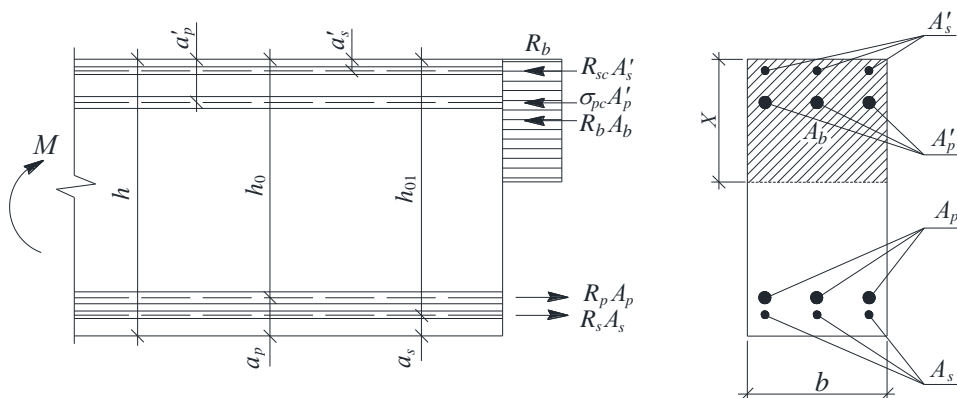
7.4.3.1 $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ болғанда тікбұрыш қималарды (2-сурет)

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (63)$$

деген шартпен есептеу керек. Бұл кезде қысылған аймақтың x биіктігін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x, \quad (64)$$

Мұндай және басқа да формулаларда биіктікті h_0 A_p және A_s арматурасындағы теңдей әсер ететін күшке байланысты қабылдауға жол беріледі. Кернелетін арматура болмаған уақытта $h_0 = h_{01}$.



2-сурет — Беріктілігін есептеген уақытта иілетін темірбетон элементтің ұзыннан осіне қалыпты қимадағы кернеу эпюрасының және күшеюінің сызбасы

Автожол және қалалық көпірлердің қырлы аралық құрылымдарының көлік өтетін бөлігінің плитасындағы ұзыннан түйісу оң бөлігіне (63) және (64) формулалардағы диафрагмалы емес аралық құрылымдар үшін 0,8 және диафрагмалы аралық құрылымдар үшін 0,9 тең жұмыс жағдайлары коэффициенттерінің енгізілуімен есептеледі.

7.4.3.2 $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ болғанда қысылған аймақта плитасы бар таврлік, екі таврлік және қорапты қималардың есебін қысылған аймақ шекарасының орналасуына байланысты жүргізу қажет:

а) егер плитадағы қысылған аймақтың шекарасы (3-сурет, а) плитадан өтеді, яғни

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (65)$$

шарты орындалады, есептеу 7.4.3.1 сәйкес ені b'_f тікбұрыш қима үшін жүргізілгендей жүргізіледі;

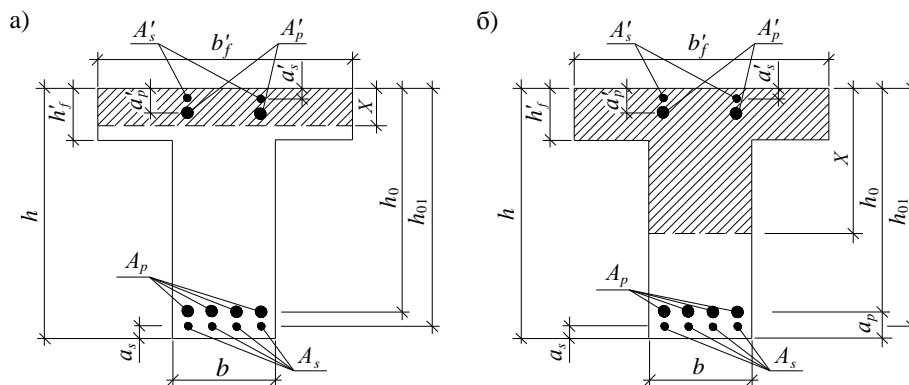
б) егер қысылған аймақтың шекарасы қырдан өтсе (3-сурет, б), яғни (65) шарты орындалмаса, есептеу

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (66)$$

шартына байланысты орындалады. Бұл ретте бетонның x қысылған аймағының биіктігін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (67)$$

7.4.3.3 Шеңбердің ұзындығымен біркелкі таратылған (ұзыннан стержендердің саны кемінде алтау болғанда) ішкі және сыртқы радиустардың $r_1/r_2 \geq 0,5$ арматурмен арақатынасы кезінде қимасы сақиналы иілетін элементтер ұзыннан күштің мәні $N=0$ деп алынып және N_{ec} орнына иілу моментінің M мәні қойылып, 7.4.5.3 сәйкес орталықтандырылмай қысылған элементтер үшін есептелетіндей есептелуі тиіс.



a — қысылған аймақтың шекарасы плитада орналасқан жағдайда; b — қырда сол сияқты

3-сурет — қысылған аймақтағы темірбетон элементтердің қималарындағы плитамен қысылған аймақтың пішіні

7.4.3.4 Егер автожол көпірлеріндегі иілетін темірбетон элементтеріндегі кернелетін жұмыс арматура бетонмен ұстаспаса, қималардың беріктілігі 7.4.3.1 және 7.4.3.2 сәйкес есептеледі. Бұл ретте тиісті формулаларға кернелетін арматураның R_p созылуға қарсы есептелген кедергісінің орнына кернелетін арматурадағы алдын ала пайда болған (барлық жоғалтуларды санамағанда) кернеудің σ_{p1} мәні енгізіледі.

Оның үстіне, ұзындығы жағынан құрамдас конструкцияларда серпімді материалдардың кедергісінің формулалары бойынша есептелген жүктемеге (жүктеме бойынша сенімділік коэффициентімен) алдын ала пайда болған кернеуден түскен күшті қоса алғанда, қосымша есептеу жүргізу қажет. Кернелмейтін арматурамен арматураланбаған түйіспелерде жүргізілетін жұмыстардың барлық сатыларында аймақтардағы созытын кернеуге жол берілмейді. Мұнда бұл кернеулер сыртқы жүктеменің әсерінен пайда болады.

7.4.4 Орталықтан тыс сығылған бетон элементтерін есептеу

7.4.4.1 Бастапқы эксцентриситеті $e_c \leq r$ (7.4.1.7) орталықтандырылмай қысылған бетон элементтерді төменде көрсетілген шартты орындай отырып, орнықтылығы бойынша есептеу қажет.

$$N \leq \varphi R_b A_b, \quad (68)$$

мұнда φ — 7.4.1.7 бойынша алынатын коэффициент;

A_b — элементтің қысылған қимасының ауданы.

7.4.4.2 $e_c > r$ (r - 7.4.1.7 бойынша ядролық ара-қашықтық) болғанда орталықтандырылмай қысылған бетон элементтердің беріктілігі бейтарап осьтің орналасымына және төмендегі формула бойынша қабылданатын a мәніне байланысты есептеледі.

$$a = a_c - e_c \eta, \quad (69)$$

мұнда a — 7.4.1.6 сәйкес анықталатын η коэффициентінің ескерілуімен ұзыннан күш N салынатын нүктеден қиманың анағұрлым қысылған қырына дейінгі ара-қашықтық;

a_c — бүкіл қиманың ауырлық орталығы арқылы өтетін осьтен бастап, анағұрлым қысылған қырға дейінгі ара-қашықтық;

e_c — бүкіл қиманың ауырлық орталығына қатысты ұзыннан күштің N бастапқы эксцентриситет.

Бұл ретте сыртқы күштің теңдей әрекет етушісі төмендегі шарт орындалған жағдайда элементтің көлденең қимасының шегінде болуы тиіс.

$$e_c \eta \leq 0,8 a_c, \quad (70)$$

7.4.4.3 Қысылған аймақта плитасы бар, қимасы таврлік, екі таврлік және қорапты орталықтандырылмай қысылған бетон элементтердің (4-сурет) қимасының беріктілігі төмендегі шарт орындалған жағдайда қамтамасыз етіледі

$$N \leq R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (71)$$

бұл кезде қысылған аймақтың биіктігі анықталады:

- $a > 0,5 h'_f$ болғанда (бейтарап ось қырдың шегінде өтеді)

$$x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b) (2a - h'_f) \frac{h'_f}{b}}, \quad (72)$$

- $a \leq 0,5 h'_f$ болғанда (бейтарап ось қысылған плитаның шегінде өтеді) есептеу жүргізу үшін b мәні b'_f мәніне ауыстырылып, (71) және (72) формулалары пайдаланылады.

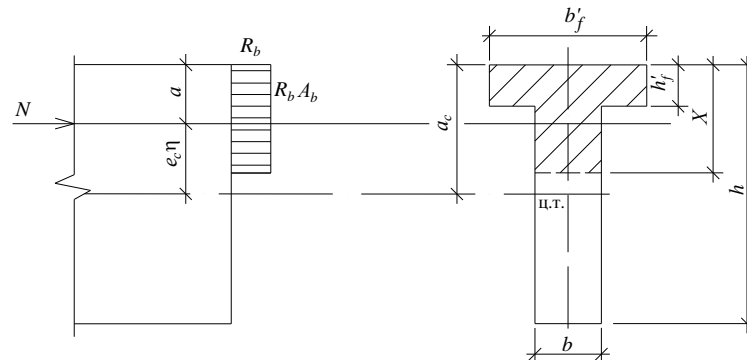
Тікбұрыш қималы орталықтандырылмай қысылған элементтерді есептеген кезде беріктілік төмендегі шарттың орындалуымен қамтамасыз етіледі:

$$N \leq R_b b x, \quad (73)$$

бұл кезде қысылған аймақтың биіктігі анықталады

$$x = h - 2e_c \eta, \quad (74)$$

Иілген момент әсер ететін жазықтықта беріктілікке жүргізілетін есептеулерден басқа, элемент моменттің әсері келтірілетін жазықтықтың иілуімен орнықтылық бойынша тексеріледі (7.4.1.7).



4-сурет — Орталықтандырылмай қысылған бетон элементтің ұзыннан осіне қалыпты, қимадағы кернеу эпюрасы мен күшеюдің сызбасы

7.4.5 Орталықтан тыс сығылған темірбетон элементтерін есептеу

7.4.5.1 Есептелген эксцентриситеті $e_c \leq r$ (7.4.1.7) орталықтандырылмай қысылған темірбетон элементтерді төменде көрсетілген жағдайларға қарай орнықтылығы мен беріктілігі бойынша есептеу қажет:

а) орнықтылығы бойынша есептеу:

- арматура бетонмен ұстасқан жағдайда

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p), \quad (75)$$

- кернелетін арматура бетонмен ұстаспаған жағдайда

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s) - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}, \quad (76)$$

б) беріктілігі бойынша есепте:

- арматура бетонмен ұстасқан жағдайда

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p, \quad (77)$$

- кернелетін арматура бетонмен ұстаспаған жағдайда

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}, \quad (78)$$

(75) — (78) Формулаларда:

N — есептелген жүктемелерден келтірілетін қысатын ұзыннан күшею (алдын ала пайда болатын кернеу есепке алынбай);

φ — 7.4.1.7 бойынша қабылданатын ұзыннан иілудің коэффициенті;

R_b — 24-кесте бойынша алынатын, беріктілік бойынша есептеу кезіндегі бетонның қысылуға қарсы есептелген кедергісі;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

A_b — элемент қимасының толық ауданы (егер арматура қимасының ауданы 3 % асса, A_b мәні $A_b - A'_s - A'_p$ мәніне алмастырылады);

R_{sc} , R_{pc} — 7.3.6 бойынша алынатын, арматураның қысылуға қарсы есептелген кедергісі;

σ_{pc} — 7.4.2.3 сәйкес есептеуде ескерілетін, қысылған аймақта орналасқан, кернелетін арматурадағы кернеу;

σ_{pc1} — барлық жоғалтулар байқалған соң 7.4.2.3 сәйкес кернелетін арматурада A'_p алдын ала пайда болатын орныққан кернеу;

$$\mu_{sc} = A'_s / A_b;$$

$$\sigma_b = N / A_b;$$

A'_s , A'_p — барлық кернелмейтін және кернелетін арматуралардың қималарының ауданы;

n_1 — 7.3.16 бойынша алынатын серпімділік модулдерінің қатынасы.

7.4.5.2 $x > h'_f$ және $\xi \leq \xi_y$ (3 және 5 суреттер) болғанда эксцентриситет $e_c > r$ бар плитамең қысылған аймақтағы көлденең қимасы таврлік, екі таврлік және қорапты орталықтандырылмай қысылған темірбетон элементтердің беріктілігін

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (79)$$

шартын пайдалана отырып есептеп, e_0 шамасын мына формула бойынша анықтау қажет:

$$e_0 = e + e_c (\eta - 1), \quad (80)$$

мұнда N — ұзыннан келтірілетін күш;

η — 7.4.1.6 бойынша анықталатын коэффициент;

e — күш N салынатын нүктеден созылған арматурадағы біркелкі әрекет күшеюге дейінгі аралық;

e_c — ұзыннан күштің N бүкіл қиманың ауыр орталығына қатысты бастапқы эксцентриситеті (7.4.1.4 сәйкес кездейсоқ эксцентриситеттің ескерілуімен);

σ_{pc} — 7.4.2.4 сәйкес сыртқы жүктемеден қысылған аймақта орналасқан кернелетін арматурадағы қысатын кернеу.

Тікбұрыш қималар үшін (79) формулада $b'_f = b$ деп алынады.

Бетонның x қысылған аймағының биіктігін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (81)$$

Күшею кезіндегі белгілер (81) формулада күштің N қимадан тыс орналасуына сәйкес келеді.

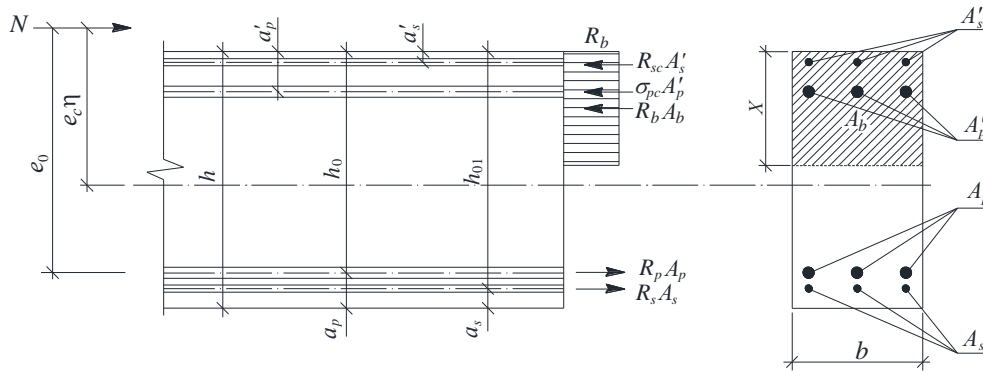
Екі таврлік қималарды созылған аймақтағы плитамең есептеген уақытта плитаның асылмалары ескерілмейді. Иілу моментінің әсері болатын жазықтықтағы беріктілікті есептеуден басқа, моменттің әсері болатын жазықтықтан иілумен орнықтылықты есептеу керек.

Қысылған кернелмейтін арматураның жұмысын 7.4.2.3 бойынша есепке алу қажет. Алайда осы арматураны $x > 2a'_s$ ескеріп емес, $x < 2a'_s$ ескеріп, есептесе, беріктілікті

$$Ne_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N) (h_0 - a'_s), \quad (82)$$

шартын пайдаланып есептеуге болады.

Орталықтандырылмай қысылған алдын ала кернелген элементтердің беріктілігін есептеу алдын ала пайда болған кернеу кезінде бетонның беру беріктілігінің классына сәйкес келетін бетондағы қысатын кернеулердің мәндерінің $R_{b,mc1}$ шектелуімен нормативті жүктеменің (7.5.2.2) әсерінен ұзыннан жарықтардың пайда болуының есептелуімен алмастырылады.



5-сурет — Беріктілігін есептеген кезде орталықтандырылмай қысылған темірбетон элементтің ұзыннан осіне қалыпты, қимадағы кернеу эпюрасы мен күшеюдің сызбасы

7.4.5.3 Ішкі қимасы r_1 және сыртқы r_2 радиустары $r_1/r_2 \geq 0,5$ болғанда сақиналы орталықтандырылмай шеңбер ұзындығы (ұзыннан стержендердің саны кемінде 6) бойынша біркелкі таралған кернелмейтін арматурамен қысылған темірбетон элементтердің есебі төменде көрсетілген мәнге тең бетонның қысылған аймағының салыстырмалы ауданына байланысты жүргізіледі.

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s,tot}}, \quad (83)$$

ξ_{cir} мәндеріне байланысты есептеулерде төменде келтірілген шарттар пайдаланылады:

а) $0,15 < \xi_{cir} < 0,60$ болғанда төмендегі шартпен

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 - 1,3 \xi_{cir}), \quad (84)$$

б) $\xi_{cir} = 0,15$ болғанда төмендегі шартпен

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (85)$$

мұнда
$$\xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (86)$$

в) $\xi_{cir} \geq 0,6$ болғанда төмендегі шартпен

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (87)$$

$$\text{мұнда} \quad \xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (88)$$

(83) – (88) Формулаларда:

A_b – қимасы шеңберлі бетонның ауданы;

$A_{s,tot}$ – бүкіл ұзыннан арматураның қимасының ауданы;

$$r_m = (r_1 + r_2) / 2, \quad (89)$$

r_s — қарастырылып отырған арматураның стержендерінің ортасы арқылы өтетін шеңбердің радиусы.

Ұзыннан күштің e_0 эксцентриситеті 7.4.1.4 - 7.4.1.6 және 7.4.5.2 сәйкес элементтің иілуінің ескерілуімен анықталады.

Жоғарыда аталған талаптардың орындалуымен кернелмейтін арматура кезінде қимасы сақиналы элементтердің орталықтандырылмаған қысылудың қимаға бірге әсер етуіне есеп жүргізген кезде орталықтандырылмаған қысылуға сақиналы қималарды есептеу үшін ұсынылған, бірақ элементтің иілуіне әкелетін күштің қабылданған орналасуының ескерілуімен моменттердің нәтиже беруші эпюрасы бойынша қабылданатын жиынтықталған иілу моментінің M қосымша ықпалынан туындаған эксцентриситеттің e_0 өзгерген мәнінің есеп алынуымен (83) – (88) формулаларды пайдалануға жол беріледі. Бұл ретте (84), (85) және (87) формулаларға кіретін эксцентриситеттің e_0 жиынтықталған мәні нақты бір қималар үшін моменттердің жиынтықталған мәндерінің және осы қималар үшін қалыпты күштердің ескерілуімен анықталады. (52) формулаға кіретін сындарлы күштің N_{cr} мәндерін анықтаған кезінде қиманың беріктілікке иілуінің ықпалын ескеретін η коэффициентін анықтау үшін φ_i коэффициентінің (55) формула бойынша мәнін ескеру керек.

7.4.5.4 Қиғашынан арматураланған және кернелмейтін ұзыннан арматурасы бар тұтас қималы элементтердің есебін 7.4.5.1, б және 7.4.5.2 талаптарына сай жүргізу қажет. Есепке көлденең арматура торларының шеттегі стержендерімен немесе спиральмен (осі бойынша санап) шектелген бетон қиманың бөлігін алу және R_b орнына есептеу формулаларына келтірілген призмалы беріктілікті $R_{b,red}$ қою қажет. Жанама арматуралауы бар элементтердің икемділігі I_0/i_{ef} арматуралау кезінде мынадан асырылмай қабылданады: торлармен — 55, спиральмен — 35 (мұнда i_{ef} — қима бөлігін есепке енгізетін инерция радиусы).

$R_{b,red}$ мәндерін мына формулалар бойынша анықтау қажет:

а) дәнекерленген көлденең торлармен арматуралаған кезде

$$R_{b,red} = R_b + \mu_{s,xy} R_s, \quad (90)$$

мұнда R_s – торлар арматурасының созылуына есептелген кедергі;

$$\mu_{x,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}, \quad (91)$$

(90) және (91) формулаларда:

n_x, A_{sx}, l_x — стержендердің саны, көлденең қиманың ауданы және тор стерженінің бір бағыттағы (шеттегі стержендердің осьтері бойынша санаған уақытта) ұзындығы;

n_y, A_{sy}, l_y — сол сияқты, басқа бағытта;

A_{ef} — торлар жиегіндегі бетон қимасының ауданы (шеттегі стержендердің осьтері бойынша санаған уақытта);

s — торлардың арасындағы ара-қашықтық (стержендердің осьтері бойынша есептеген кезде); егер бір тор орнатылса, s шамасы 7 см деп алынады;

φ — төмендегі формула бойынша анықталатын қиғаш арматуралаудың тиімділік коэффициенті

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (92)$$

$$\psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}, \text{ болғанда} \quad (93)$$

(93) формулада R_s және R_b МПа өлшем бірлігінде алынады, $\mu = \mu_{s,xy}$.

Ұзындық бірлігіне сәйкес келетін тор стержендерінің көлденең қимасының аудандары екі бағытта да бір-бірінен 1,5 еседен артық ерекшеленбеуі керек;

б) спиральді немесе сақиналы арматурамен арматуралаған уақытта

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left(1 - \frac{7,5e_c}{d_{ef}} \right), \quad (94)$$

мұнда R_s — спираль арматурасының есептелген кедергісі;

e_c — ұзыннан түсірілетін күштің салыну эксцентриситеті (иілу ықпалының есепке алынуысыз);

μ — төмендегі мәнге тең арматуралау коэффициенті:

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef}s}, \quad (95)$$

$A_{s,cir}$ — спиральді арматураның көлденең қимасының ауданы;

d_{ef} — спираль ішіндегі қима бөлігінің диаметрі;

s — спираль қадамы.

Иілудің қиғашынан арматураланған элементтердің көтеру қабілетіне ықпалын ескерген кезде торлардың шеттегі стержендерімен шектелген немесе спиральдің ішіндегі қима бөлігін үшін инерция моментін анықтай отырып, 7.4.1.6 нұсқауларын пайдалану қажет. (53) формула бойынша алынған N_{cr} мәні $\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef} \leq 1$ коэффициентіне (мұнда c_{ef} бетон қимасының есепке алынатын бөлігінің биіктігіне немесе диаметріне тең) көбейтілуі тиіс, δ анықтаған уақытта (56) формуланың оң бөлігінің екінші мүшесі $0,01(l_0/c_{ef})\varphi_2$ алмастырылады. Мұнда $\varphi_2 = 0,1(l_0/c_{ef}) - 1 \leq 1$. Егер A_{ef} және $R_{b,red}$ ескерілуімен анықталған элементтің көтеру қабілеті оның толық қима A_b бойынша және R_b ескерілуімен (бірақ жанама арматура ескерілмей) анықталған көтеру қабілетінен асса, жанама арматуралау есептеу жүргізу кезінде ескеріледі. Оның үстіне, жанама арматуралау 7.6.8.15 конструктивтік талаптарына сай келуі керек.

7.4.5.5 Жанама арматуралауы бар элементтердің есебін жүргізгенде беріктілікті есептеумен қатар бетонның қорғаныс қабатының жарылуға төзімді болуын қамтамсыз ететін есептеуді жүргізу керек. Бұл есептеуді бетон қимасының бүкіл ауданын ескеріп және R_b және R_s орнына екінші топтың шекті күйлері үшін R_{bn} және R_{sn} есептелген кедергілерін алып, сонымен қатар арматураның қысылуға есептелген кедергісі $R_{sc,ser}$ тең, бірақ 400 МПа аспайды деп алып, пайдалану жүктемесімен ($\gamma_f = 1$ болғанда) 7.4.5.1, б және 7.4.5.2 нұсқауларына сай жүргізу керек.

7.4.6 Орталықта созылған элементтерді есептеу

Орталықта созылған темірбетон элементтердің қималарын есептеу кезінде есептелген күш толықтай арматурамен қабылданады. Бұл кезде

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p, \quad (96)$$

шартының орындалуы талап етіледі. Мұнда N — орталықтан жіберілген ұзыннан созылған күш.

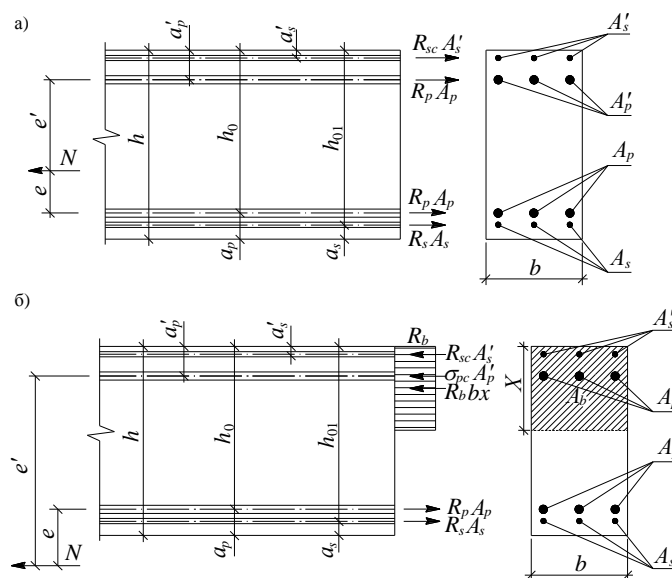
7.4.7 Орталықтан тыс созылған элементтерді есептеу

Орталықтандырылмай созылған темірбетон элементтер қимасының есебін төмендегі шарттарға қарай ұзыннан күштің орналасуына байланысты жүргізу керек:

а) егер ұзыннан күш N тиісті арматурадағы (6-сурет, а) біркелкі әсер ететін күштің арасына келтірілген болса, барлық қималар созылған болса, бұл жағдайда есептелген күштің бәрі толықтай арматурамен қабылданып, есептеу төменде көрсетілген шарттың пайдаланылуымен жүргізілу тиіс:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p), \quad (97)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h - a_s - a'_s) + R_p A_p (h - a_p - a'_p). \quad (98)$$



а) — ұзыннан күш N арматурадағы біркелкі әсер ететін күштің арасына салынды;

б) — сол сияқты, арматурадағы біркелкі әсер ететін күштің арасындағы ара-қашықтықтан тысқары.

6-сурет — Орталықтандырылмаған созылған темірбетон элементті беріктілігі бойынша есептеген оның ұзыннан оське қалыпты қимасындағы кернеу эпюрасының және кернеудің күшеюінің сызбасы

б) егер ұзыннан күш N бейтарап осьтің қыр шегінде орналасуымен тиісті арматурадағы біркелкі әсері бар күш арасындағы аралықтан тысқары келтірілсе (6-сурет, б) қиманың беріктілігін мына шартқа қарай белгілеу керек:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (99)$$

Бетонның x қысылған аймағының биіктігін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$R_b A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (100)$$

Егер (100) Формула бойынша алынған есептеу мәні $x > \xi_y h_0$ болса, (99) шарты $x = \xi_y h_0$ болады. Мұнда ξ_y 7.4.2.4 нұсқауларына сәйкес анықталады.

Қысылған арматураның жұмысын 7.4.2.3 сәйкес есептеу керек. Алайда егер осы арматураның ескерілуісіз шама $x > 2a'_s$, ал оның ескерілуімен $x < 2a'_s$ болса, беріктілік бойынша есептеуді келесі шарт бойынша жүргізу қажет:

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N)(h_0 - a'_s), \quad (101)$$

7.4.8 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың беріктігі бойынша есептеу

Көлбеу қималардың беріктілік бойынша есебі қиманың ауыспалы болуының ескерілуімен жүргізілуі тиіс:

- 7.4.9.1 сәйкес көлбеу жарықтар мен және по наклонной трещине по 7.4.9.2 бойынша көлбеу жарық арасындағы көлденең күштің әсеріне;

- 7.4.10.1 сәйкес көлденең арматурасы бар элементтер үшін көлбеу жарық бойынша иілу моменттің әрекетіне.

7.4.9 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың көлденең күшке әсерін есептеу

7.4.9.1 Көлденең арматурасы бар темірбетон элементтер үшін көлбеу жарықтар арасында бетонның қысылуы бойынша беріктілікті қамтамасыз ететін шартты орындау қажет.

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (102)$$

(102) формулада:

Q — тіреудің осінен жақын болмайтын h_0 аралықтағы көлденең күш,

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w$, қамыттар ұзыннан оське $\varphi_{w1} \leq 1,3$ қалыпты орналасқан уақытта,

мұнда $\eta = 5$ — элементтің ұзыннан осіне қалыпты қамыттар кезінде;

$\eta = 10$ — сол сияқты, 45° бұрышпен көлбеу;

n_1 — арматура мен бетонның 7.3.16 сәйкес анықталатын серпімділік модуллерінің қатынасы

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w}, \quad (103)$$

A_{sw} — бір жазықтықта орналасқан қамыттар тарамдарының қимасының ауданы;

S_w — қамыттар арасындағы ара-қашықтық;

b — қабырғаның (қырдың) қалыңдығы;

h_0 — қиманың жұмыс биіктігі.

φ_{b1} коэффициент мына формула бойынша анықталады:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b, \quad (104)$$

мұнда есептелген кедергі R_b МПа өлшем бірлігінде алынады.

7.4.9.2 Көлденең арматурасы бар элементтердің көлбеу қималарының көлденең күштің әсеріне есебі (7-сурет) төмендегі шарттар бойынша жүргізілуі керек:

кернелмейтін арматурасы бар элементтер үшін

$$Q \leq \Sigma R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \Sigma R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r, \quad (105)$$

Кернелмейтін қамыттар болған жағдайда кернелетін арматурасы бар элементтер үшін

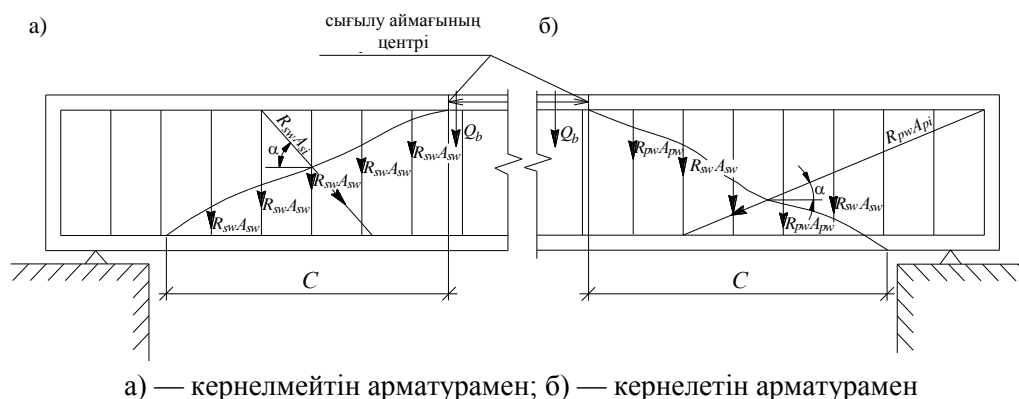
$$Q \leq \Sigma R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \Sigma R_{sw} A_{sw} + \Sigma R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w^r, \quad (106)$$

(105) және (106) формулаларда:

Q — қарастырылып отырған көлбеу қиманың бір жағында орналасқан сыртқы жүктемеден келтірілетін көлденең күштің ең жоғары мәні;

$\Sigma R_{sw} A_{si} \sin \alpha$, $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ — $2h_0$ аспайтын қима c проекциясының ұзындығы кезінде кесіп өтілетін бүкіл кернелмейтін (көлбеу және элементтің көлденең осіне қалыпты) арматураның күшею проекцияларының сомасы;

$\Sigma R_{pw} A_{pi} \sin \alpha$, $\Sigma R_{pw} A_{pw}$ — сол сияқты, бетонмен ұстасуы бар кернелетін арматурада (егер кернелетін арматура бетонмен ұстаспаған болса, есептелген кедергінің R_{pw} мәнін кернелетін арматурадағы қалыптасқан алдын ала пайда болған кернеуге σ_{pw1} тең деп алу қажет).



7-сурет — Көлденең күштің әсеріне беріктілік бойынша есептеу жүргізілген кезде темірбетон элементтің ұзыннан осіне көлбеу қимадағы күштің сызбасы

R_{sw} , R_{pw} — 7.3.8 бойынша анықталатын m_{a4} немесе m_{p4} коэффициенттерін ескерумен кернеуленбеген және кернеуленген арматураның есептік кедергілері;

α — көлбеу қиманың қиылысқан жеріндегі элементтің бойлық осіне шыбықтардың (байламдардың) көлбеу бұрышы;

Q_b — көлбеу қиманың ұшындағы сығылған аймақтың бетонға берілетін көлденең күші және келесі формула бойынша анықталады

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (107)$$

мұндағы b , h_0 — қабырғаның (қырының) қалыңдығы немесе тұтас плитаның ені және көлбеу қиманың сығыл аймақ ортасын қиып өтетін қиманың есептік биіктігі;

c — жарамсыз көлбеу қиманың 7.4.9.3 талаптарына сәйкес салыстыру есептерімен анықталатын элементтің бойлық осіне жүргізілетін кескіннің ұзындығы;

m — жұмыс жағдайларының коэффициенті, мынаған тең

$$m = 1,3 + 0,4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (108)$$

бірақ 1,3 кем емес және 2,5 артық емес,

мұндағы $R_{b,sh}$ — бетонның иілу кезіндегі ұсатылуының есептік кедергісі (24-кесте);

τ_q — нормативтік жүктемеден түсетін ең жоғары ұсатылу кернеуі;

$\tau_q \leq 0,25 R_{b,sh}$ кезінде — көлбеу қима бойынша беріктігін тексеруді жүргізбеуге жол беріледі, ал $\tau_q > R_{b,sh}$ кезінде — қима қайтадан жобалануы тиіс;

Q_w^r — көлденең арматура қабылдайтын күш, Н;

$$Q_w^r = 10000 A_w^r K, \quad (109)$$

Қамыттар арасында орналасқан қималарда, $\beta = 90^\circ$ кезінде

$$Q_w^r = 10000 A_w^r, \quad (110)$$

мұндағы A_w^r — көлденең кернеуленген және кернеуленбеген арматураның ауданы, см², β бұрышпен көлбеу қиманы кесіп өтеді, градус.

K коэффициентінің мәні $0 \leq \left(K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \right) \leq 1$. шартымен анықталады.

7.4.9.3 Тиімсіз көлбеу қиманы және элементтің бойлық осіндегі оған сәйкес проекцияны бетон және арматурамен қабылданатын көлденең қиманың аз болу шартымен салыстырмалы есептеулер арқылы анықтау керек. Бұл жағдайда тірек қимасынан бастап ұзындығы $2h_0$ учаскелерде кернелмейтін арматурасы бар конструкция үшін тірек қимасына 45° көлбеу бұрышпен және кернелетін арматура үшін 60° көлбеу бұрышпен көлбеу қималарды тексеруді орындау керек. Тірек жанындағы жүктеменің жинақталып әрекет ету кезінде ең қауіпті көлбеу қимада жүктемеден тірекке бағыты бар болады.

7.4.9.4 Кернеуленген қамыттар болған кезде көлбеу қималар бойынша қосымша тексеру кезінде элементтің бойлық осіне түскен бұрышты келесі формула бойынша анықтайды

$$\alpha = \arctg \frac{\sigma_{mt}}{\tau_b}, \quad (111)$$

мұндағы σ_{mt} — негізгі созылу кернеуінің мәні;

τ_b — жанасу кернеуінің мәні.

7.4.9.5 Көлденең арматурасы жоқ темірбетон элементтер үшін көлбеу жарықшақтардың дамуын шектейтін шарт сақталуы тиіс

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (112)$$

7.4.9.6 Созылған және орталықтан тыс созылған элементтерді есептеу барысында оларда сығылған аймақ болмаған жағдайда барлық көлденең күшті Q көлденең арматура қабылдауы тиіс.

Орталықтан тыс созылған элементтерді есептеу барысында (107) формуласы бойынша есептелген сығылған ауаның Q_b мәні болған жағдайда k_t коэффициентке көбейту керек, бұл коэффициент келесіге тең

$$k_t = 1 - 0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0}, \quad (113)$$

бірақ 0,2 кем емес (N — бойлық созылу күші).

7.4.10 Элементтің бойлық осіне көлбеу қималардың иілу моменттеріне әсерін есептеу

7.4.10.1 Иілу моменті бойынша көлбеу қималарды есептеуді (8-сурет) келесі шартты қолдана отырып, жүргізу керек:

- кернелмейтін арматурасы бар элементтер үшін

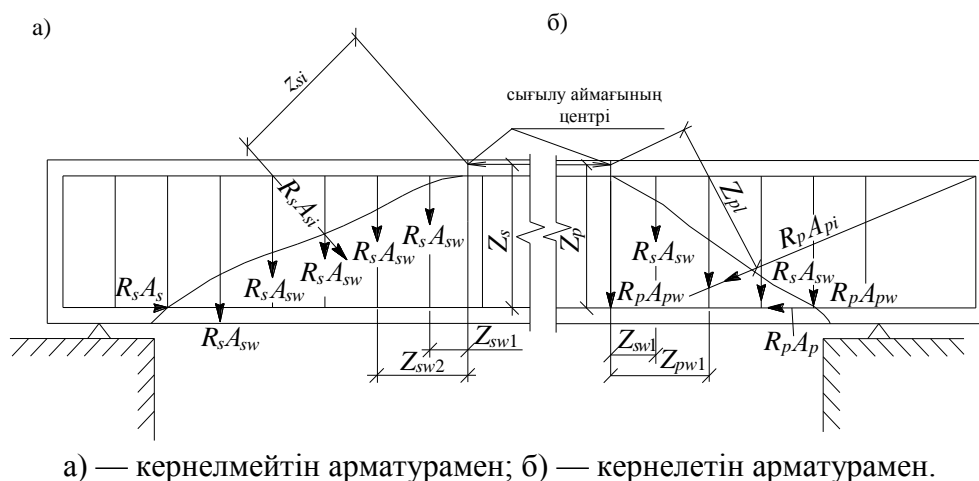
$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}, \quad (114)$$

- кернелмейтін қамыттары болған жағдайда кернелетін арматурасы бар элементтер үшін

$$M \leq R_p A_p z_p + \sum R_p A_{pw} z_{pw} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_p A_{pi} z_{pi}, \quad (115)$$

мұндағы M — қиманың сығылған шетінен бастап бір жақта орналасқан есептік жүктемелерден бастап көлбеу қиманың сығылған аймағының ортасы арқылы өтетін оське қатысты момент;

z_{sw} , z_s , z_{si} , z_{pw} , z_p , z_{pi} — кернелмейтін және кернелетін арматурадағы күштен бастап қимадағы бетонның сығылған аймағындағы тең әсерлі күш жұмсалған нүктеге дейін арақашықтық, бұл үшін момент анықталады; қалған белгілеулер 7.4.9.2 берілген.



8-сурет — Темірбетон элементінің иілу моментінің әсеріне беріктігін есептеу кезінде оның бойлық осіне көлбеу қимадағы күшінің схемасы

Қабырғалардың бойлық арматурасы есептеуде ескерілмейді.

Тиімсіз көлбеу қиманың орнын әдеттегідей арматураның үзілу немесе жазылу орындарында және қиманың күрт өзгеру орындарында жүргізілген салыстырмалы есептеулер арқылы анықтау керек.

7.4.10.2 Нормативтік жүктемеден ($\sigma_{bt} < R_{bt}$ кезінде) қалыпты жарықшақтардың түзілуінен қамтамасыз етілген учаскелердегі элементтің созылған шетін қиып өтетін көлбеу қималар үшін моменттің әсерін есептеуді жүргізбеуге жол беріледі.

7.4.10.3 Бетонмен ұстаспайтын кернелген көлденең арматура моментінің әсерінің беріктігі бойынша есептеу барысында 7.4.9.2 бойынша көлденең күшті есептеу кезіндегідей ескеру керек.

7.4.11 Түйісулердің жылжуын есептеу

7.4.11.1 Иілетін құрамалардағы желімделген немесе бетондалған (тегіс немесе шығыңқы жері бар) түйісулерді конструкциялардың ұзындығы бойынша келесі формуламен жылжыту беріктігін есептеу керек

$$Q \leq 0,45 m_{sh} N_{\alpha}, \quad (116)$$

мұндағы Q — сыртқы жүктемелерден және шекті күйлердің бірінші тобы бойынша сәйкесінше есептеулермен сенімділік коэффициенттермен алынған көлбеу арматурадағы бастапқы кернеуден түсетін максималды жылжытушы күш;

0,45 — бетонның бетон бойынша үйкеліс коэффициентінің есептік мәні;

m_{sh} — 7.4.11.2-тармағы бойынша түйісулердің әр түрлері үшін анықталатын жылжыту кезіндегі түйісу жігінің жұмыс шартының коэффициенті;

N_{α} — қалыпты кернеулердің сәйкесінше сығылған эпюра бөлігі түйісуінің жұмыс қимасының ауданы қабылдайтын күш.

Бұл жағдайда кернелетін арматурада туындайтын күштердің сенімділік коэффициенттері келесіге тең болып қабылданады (8-кестеде және 6.2.2-тармағында көрсетілгендердің орнына):

$\gamma_f = 1 \pm 0,1$ — кернелетін байламдар (шыбықтар) саны кезінде $n \leq 10$;

$\gamma_f = 1 + \frac{0,1}{\sqrt{n-9}}$ — $n > 10$ кезінде.

Түйісудің жұмыс қимасына қабырға (қыры) қимасы және оның жоғарғы және төменгі плиталарындағы жалғасы кіреді.

Қабырға шектерінде жабық толтырылған арналарда орналасқан көлбеу байламдармен түйісуді қиып өткен жағдайда түйісудің жұмыс қимасына қабырғаға жанасқан вут учаскелері және плитаның (вуттары жоқ) немесе қабырға плитадан жұқа болса, қабырғалардың әрбір жағында екі қалыңдығынан аспайтын ұзындықтағы плиталар кіруі мүмкін.

Желімделген түйісуді және көлденең күшті қабылдайтын қатты элементтерді (ойықтар, сыналар және т.б.) жылжытудағы бірлескен жұмысты ескеру барысында қатты элементтердің көтергіш қабілетін 0,7 тең үйлесу коэффициентімен қабылдау керек. Бұл жағдайда қатты элемент қабылдайтын күш түйісуге әсер ететін көлденең күштің жарты шамасынан аспауы тиіс.

7.4.11.2 (116) формулада жұмыс шартының m_{sh} коэффициентін келесіге тең деп қабылдау керек:

- желімі қатайған желімделген тығыз жұқа түйіспе үшін — 1,2;
- арматураның жерсырықтарыңыз бетондалатын түйісу үшін — 1,0;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

- блоктардың шет жақтарының тегіс бетті қатпаған желімі бар желімделген түйісу үшін — 0,25;

- блоктардың шет жақтарының кедір-бұдырлы беті сияқты — 0,45.

7.4.11.3 Аралық құрылыстардың ұзындығы бойынша құрамалардың түйісулерінде шекті күйлердің бірінші тобы бойынша есептеулерді орындау барысында ескерілген есептік тұрақты жүктемелердің созу кернеуіне жол бермеу керек.

7.4.12 Жергілікті сығуды (жапыруды) есептеу

7.4.12.1 Жанама арматураламай-ақ элементтерді жергілікті сығуды (жапыруды) есептеу барысында келесі шарт қанағаттандырылуы тиіс

$$N \leq \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (117)$$

мұндағы N — жергілікті жүктемеден түсетін бойлық сығу күші;

φ_{loc} — тең деп қабылдайтын коэффициент: жапыру ауданындағы жергілікті жүктемені біркелкі тарату кезінде — 1,00, біркелкі емес тарату кезінде — 0,75;

A_{loc} — жапыру ауданы;

$R_{b,loc}$ — бетонның жапырылуға есептік кедергісі, келесі формулалар бойынша анықталады:

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc1} R_{bt}, \quad (118)$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 2. \quad (119)$$

(118) және (119) формулаларындағы:

R_{bt} — бетон конструкциялар үшін бетонның созылуға есептік кедергісі;

A_d — 9-суретте берілген схемаларға сәйкес жапыру ауданына қатысты симметриялы есептік аудан.

7.4.12.2 Дәнекерленетін көлденең торлар түрінде жанама арматураланған элементтердің жергілікті сығылуын (жапырылуын) есептеу кезінде келесі шарт қанағаттандырылуы тиіс

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (120)$$

мұндағы A_{loc} — жапырылу ауданы;

$R_{b,red}$ — бетонның осьтік сығылуға берілген беріктігі, келесі формула бойынша анықталады

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}, \quad (121)$$

(121) формулада: R_b, R_s — МПа;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 3, \quad (122)$$

φ, μ — сәйкесінше жанама арматуралау тиімділігінің коэффициенті және 7.4.5.4 ((91), (92) және (95) формулалары) сәйкес қиманы торлармен немесе спиральдармен арматуралау коэффициенті;

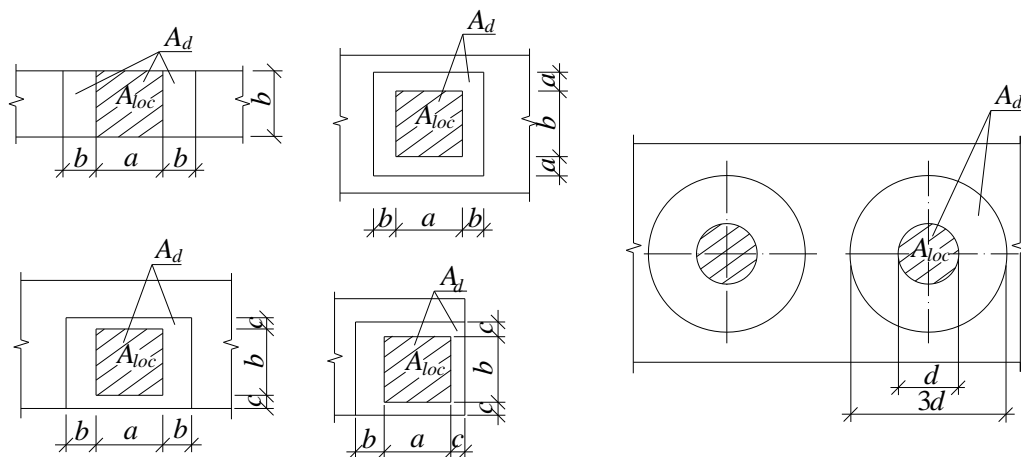
$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{A_{ef}}, \quad (123)$$

A_{ef} — жанама арматуралау торларының контурының ішіне кірген, олардың шеткі шыбықтарын санағанда бетонның ауданы, бұл жағдайда $A_{loc} < A_{ef} \leq A_d$ шарты қанағаттандырылуы тиіс;

A_d — жапырылу ауданына қатысты симметриялы A_{loc} және 9-суретте көрсетілгеннен аспай қабылданатын есептік ауданы.

Қалған белгілерді 7.4.12.1-тармақтың талаптарына сәйкес қабылдау керек.

Бетон конструкциясына шоғырланған күштерді жіберу аймағындағы (9-сурет) бетон конструкциясы жергілікті сығуға (жапыруға), сонымен қатар 7.5.3.7-тармақтағы нұсқауларға сәйкес жергілікті созу кернеулерін ескерумен жарықшақтыққа төзімділік бойынша есептелуі тиіс.



9-сурет — A_{loc} жапырылу ауданының орналасуына байланысты есептік аудандардың A_d орналасу схемасы

7.4.13 Төзімділікті есептеу

7.4.13.1 Төзімділікті есептеуге темір жол көпірлерінің, метрополитен жолдарының астындағы көпірлердің, біріктірілген көпірлердің және автожол және қала көпірлерінің жүру бөлігінің плиталарының элементтері жатады; кемінде 1 м үйінді қалыңдығы кезінде — жақтау беларқалары және тік бұрышты темірбетон құбырларын қосқанда, олардың аражабындары.

Келесілердің төзімділігі есептелмейді :

- бетон тіректер;
- барлық түрдегі іргетастар;
- дөңгелек құбырлардың тізбектері;
- тікбұрышты құбырлар және үйінді қалыңдығы 1 м және одан жоғары болғандағы олардың аражабындары;
- аралық құрылыстардың арқалық қабырғалары;
- созылу аймағының бетоны;
- тек сығылумен жұмыс істейтін арматура;
- кернеу циклінің асимметрия коэффициенттері бетонда 0,6, арматурада 0,7 асатын темірбетон тіректер.

Егер темірбетон тіректердің және құбырлардың аражабындарының төзімділігін есептеу кезінде арматурадағы кернеу белгіленген есептік кедергінің 75 % аспайтын болса (7.2.8 және 7.3.7-тармақтары бойынша жұмыс шартының коэффициенттерін ескеру арқылы), онда сыртқы ауаның минус 40 °С төмен аса салқын бес күннің орташа температурасы кезінде төзімділігі есептелетін 7.3.1-тармағында көрсетілген арматураның кластары және болаттың маркалары бойынша қосымша шектеулер орындалмауы мүмкін.

7.4.13.2 7.5.1.1-тармағы бойынша, бойлық оське дұрыс қималар бойынша 2а немесе 2б жарықшақтануға төзімділік талаптарының дәрежелеріне жататын алдын ала кернелген темірбетон конструкциялардың элементтерінің (немесе олардың бөліктерінің) төзімділігін есептеуді төменде берілген формулалар бойынша жүргізу керек, оларға кернеудің абсолюттік мәндерін қойып және жарықшақсыз элементтердің қималарын қабылдау керек:

а) созылу аймағының арматурасын есептеу кезінде:

$$\sigma_{p,\max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p, \quad (124)$$

$$\sigma_{p,\min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg}. \quad (125)$$

б) иілетін, ортадан тыс сығылған және ортадан тыс созылған элементтерінің сығылған аймағының бетонын есептеу кезінде:

$$\sigma_{bc,\max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b, \quad (126)$$

$$\sigma_{bc,\min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg}. \quad (127)$$

(статикалық анықталмаған конструкцияларды есептеу кезінде кернеу белгісі қарама-қарсы белгіге өзгеруі мүмкін).

(124) — (127) формулаларында:

$\sigma_{p,\max}$, $\sigma_{p,\min}$ — кернелетін арматурадағы кернеу сәйкесінше максималды және минималды;

σ_{p1} — созылған аймақтың кернелген арматурасындағы орнатылған бастапқы кернеулер (шығынды есептемегенде);

$\sigma_{el,c}$ — созылған аймақтың кернелген арматурасындағы бетонды 7.4.13.3 сәйкес қатты сығу кернеуін төмендету;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$ — арматурадағы тұрақты жүктеме кернеуі;

$\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{btv}$ — арматурадағы уақытша жүктеме кернеуі,

мұндағы n_1 — 7.3.16-тармағына сәйкес серпімділік модулінің қатынасы;

m_{ap1} — 7.3.7-тармағына сәйкес көп рет қайталанатын жүктеменің әсерін ескеретін арматура жұмысы шартының коэффициенті;

R_p — 7.3.5-тармағына сәйкес кернелетін арматураның есептік кедергісі;

$\sigma_{bc,\max}$, $\sigma_{bc,\min}$ — бетондағы сәйкесінше максималды және минималды сығу кернеуі;

σ_{bc1} — сығылған аймақ бетонындағы орнатылған бастапқы кернеулер (шығынды есептемегенде);

σ_{btg} , σ_{bcv} — сәйкесінше созылу және сығылу аймақтарының тұрақты жүктемесінен түсетін бетондағы кернеу;

σ_{btv} , σ_{bcg} — сәйкесінше созылу және сығылу аймақтарының уақытша жүктемесінен түсетін бетондағы кернеу;

m_{b1} — 7.2.8 сәйкес көп рет қайталанатын жүктеменің әсерін ескеретін бетон жұмысы шартының коэффициенті;

R_b — 7.2.6 сәйкес бетонның сығылуының есептік кедергісі.

ЕСКЕРТПЕ Төзімділігін, сол сияқты жарықшақтану төзімділігін есептеу кезінде, тіреуге кернелетін арматурадағы кернеу формулаларындағы берілген қиманы ескере отырып бетондағы кернеулерді анықтау барысында бетонды қатты сығуда олардың төмендетпей қабылдайды (егер бетонмен ұстасатын барлық арматураны есептеу кезінде қиманың берілген сипаттамаларына қосқан жағдайда).

7.4.13.3 Кернелетін арматурадағы кернеуді қатты сығу арқылы $\sigma_{el,c}$ бетонды төмендетуді ескере отырып есептеу керек, бетонды тіреуге түсетін барлық кернелетін арматурамен бір уақытта сығу кезінде оны келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp}, \quad (128)$$

Бұрын созылған арматурадағы бастапқы кернеуді төмендетудің бірнеше кезеңдерінде бетонға арматураны созу кезінде келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta \sigma_b m_1, \quad (129)$$

(128) және (129) формуаларында:

n_1 — 7.3.16 сәйкес серпімділік модульдерінің қатынасы;

σ_{bp} — барлық арматураның қимасын сығумен туындаған кернелетін арматураның ауырлық ортасы деңгейінде бетондағы бастапқы кернеу;

$\Delta \sigma_b$ — осы жұмыс кезеңіне сәйкес келетін шығынды ескере отырып, бір байламнан немесе шыбықтан созумен туындайтын арматураның ауырлық ортасы деңгейінде бетондағы кернеу;

m_1 — кернеудің жоғалуын анықтауға арналған байламнан (шыбықтан) кейін созылған ұқсас байламдардың (шыбықтардың) саны.

7.4.13.4 Кернелмейтін арматурасы бар темірбетон конструкциялары элементтерінің төзімділігін есептеу созылу аймағының бетонының жұмысын есептемей материалдардың кедергі формулалары бойынша жүргізіледі. Бұл есептеуді 39-кестеде көрсетілген формулалар бойынша жүргізуге жол беріледі.

39-кестедегі формулалар 27, 33 және 34-кестелерде берілген коэффициенттерді есептеу барысында оларды сол жақтағы σ_{\min} және σ_{\max} мәндері бойынша анықтау үшін қолданылуы мүмкін.

$\sigma_s \leq m_{asl} R_s$ формуласы бойынша есептеу барысында белгілері ауыспалы кернеулер кезінде көбінесе сығылған арматураның төзімділігін есептеу туралы 7.4.13.1-тармақтағы нұсқауларды ескеру керек.

Осыған ұқсас түрде орталықтан тыс созылған элементтерді есептеуді орындау керек. Орталықтан созылған элементтерді есептеу барысында барлық созылу күші арматураға беріледі.

Төзімділікті есептеуден басқа қима беріктігі бойынша есептелуі тиіс.

**39-кесте – Кернелмейтін арматурасы бар темірбетон конструкциялары
элементтерінің төзімділігін есептеу**

Элемент жұмысының сипаттамасы	Есептеу формулалары
Негізгі жазықтықтардың біреуінің иілуі: бетон бойынша тексеру арматура бойынша тексеру	$\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b$ $n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s$
Бетондағы осьтік сығу	$\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1} R_b$
Орталықтан тыс сығу: бетон бойынша тексеру арматура бойынша тексеру	$\sigma_b \leq m_{b1} R_b$ $\sigma_s \leq m_{as1} R_s$

39-кестедегі формулаларда:

M, N — момент және қалыпты күш;

I_{red} — 7.3.16-тармағына сәйкес n' барлық арматура ауданына қатынасын енгізу арқылы бетонның созылу аймағын есептемей бейтарап оське қатысты берілген қиманың инерция моменті ;

x' — бетонның созылу аймағын есептемей серпімді денені есептеу формулалары бойынша анықталатын бетонның сығылу аймағының биіктігі;

m_{b1}, m_{as1} — 7.2.8 және 7.3.7 сәйкес R_b бетонның және R_s арматураның есептік кедергілеріне енгізілетін бетондағы және кернелетін арматурадағы (дәнекерлеу қосылыстарын есептегенде) кернеу циклінің асимметриясын ескеретін коэффициенттер;

a_u, a'_u — сәйкесінше созылған және сығылған (немесе аздап созылған) сыртқы қырларынан бастап арматураның жақын қатарының осіне дейінгі арақашықтық;

A_{red} — 7.3.16 сәйкес барлық арматураның көлденең қима ауданына n' қатынасын енгізу арқылы элементтің берілген көлденең қимасының ауданы.

7.5 Екінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу

7.5.1 Жарықшақтануға төзімділігін есептеу

7.5.1.1 Көпірлер мен құбырлардың темірбетон конструкциялары түрлеріне және арналуына, қолданылатын арматураға және жұмыс шарттарына байланысты 40-кестеде берілген жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың дәрежелерін қанағаттандыруы тиіс. Жарықшақтануға төзімділік бетондағы созылу және сығылу кернеулерінің мәндерімен және жарықшақтардың есептік ашылу енімен сипатталады.

Бетондағы кернеуді анықтау, жарықшақтардың пайда болуы және олардың ашылу енін анықтау бойынша есептеулер M қосымшасына сәйкес арматурадағы бастапқы кернеуді шығындауды ескеру арқылы жүргізілуі тиіс.

Барлық мақсаттағы көпірлердің бастапқы кернеуленген құрама конструкцияларында сығылатын түйіспелерде, сонымен қатар темір жол көпірлерінің қуыс аралық құрылыстарының элементтерінде созылу кернеуінің туындауына жол берілмейді.

40-кесте - Жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың дәрежесі

Конструкциялардың түрі және арналуы, арматуралау ерекшеліктері	Жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың дәрежесі	Шекті мәндер		
		Бетондағы созылу кернеулері	Жарықшақтардың есептік ашылу ені Δ_{cr}	Уақытша жүктеме болмаған кезде минималды сығу кернеулері
Барлық түрдегі кернеуленген сым арматурасымен арматураланған темір жол көпірлерінің элементтері (аралық құрылыс аркалықтарының қабырғаларынан басқа). Диаметрі 3 мм және одан жоғары төзімді сыммен, диаметрі 9 мм К-7 класты арматура арқандарымен кернеуленген, сонымен қатар болат (спиральды және қосарлы есілген және жабық) арқандармен кернеуленген автожол және қала көпірлерінің элементтері (аралық құрылыс аркалықтарының қабырғаларынан басқа)	2а	$0,4R_{bt,ser}$	—	—
Кернеуленген шыбық арматурасымен арматураланған темір жол көпірлерінің элементтері (аралық құрылыс аркалықтарының қабырғаларынан басқа). Диаметрі 4 мм және одан жоғары төзімді сыммен, диаметрі 12 және 15 мм К-7 класты арматура арқандарымен кернеуленген автожол және қала көпірлерінің элементтері (аралық құрылыс аркалықтарының қабырғаларынан басқа). Кернеуленген шыбық арматурасымен және диаметрі 4 мм және одан жоғары төзімді сыммен кернеуленген, сонымен қатар К-7 класты кернеуленген арматура арқандарымен арматураланған барлық мақсаттағы көпірлердің қадалары	2б	$1,4R_{bt,ser}^*$	0,015**	В30 және одан төмен класты бетондар кезінде $0,1R_b$ кем емес және 1,6 МПа кем емес – В35 және одан жоғары класты бетондар кезінде
Негізгі кернеулерді есептеу кезінде алдын ала кернеуленген аралық құрылыстардың аркалықтарының қабырғалары (қырлары)	3а	41-кесте бойынша	0,015	—
Кернеуленген шыбық арматурасымен арматураланған автожол және қала көпірлерінің элементтері. Кернеуленген сым арматураның орналасу аймағындағы жергілікті кернеулерге есептелген элементтердің учаскелері (барлық мақсаттағы көпірлерде)	3б	—	0,020	—

40-кесте - Жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың дәрежесі (жалғасы)

Конструкциялардың түрі және арналуы, арматуралау ерекшеліктері	Жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың дәрежесі	Шекті мәндер		
		Бетондағы созылу кернеулері	Жарықшақтардың есептік ашылу ені Δ_{cr}	Уақытша жүктеме болмаған кезде минималды сығу кернеулері
Кернеуленбеген арматурасы бар барлық мақсаттағы көпірлер мен құбырлардың элементтері. Элемент денесінен тыс орналасқан кернеуленген арматурасы бар барлық мақсаттағы көпірлердің темірбетонды элементтері. Кернеуленген шыбық арматурасының орналасу аймағындағы жергілікті кернеулерге есептелген элементтердің учаскелері (арлық мақсаттағы көпірлерде)	3в	—	0,030***	—
<p>* Аралас арматуралау кезінде 7.5.1.2 нұсқауларға сәйкес бетондағы шекті созылу кернеулерін арттыруға жол беріледі. Сымды кернеуленген арматурасы бар автожол және қала көпірлерінің конструкцияларында оны жүру бөлігінің плитасына орналастырған кезде бетондағы созылу кернеулерінің шекті мәндері оны сығу бағытында $0,8 R_{bt,ser}$ артық болмауы тиіс.</p> <p>** Мырышпен қапталған сым болған жағдайда $\Delta_{cr} = 0,02$ см қабылдауға жол беріледі.</p> <p>*** Жарықшақтардың ашылу ені келесіден аспауы тиіс, см:</p> <p>0,020 — темір жол көпірлерінің аралық құрылыс элементтерінде, автожол және қала көпірлеріне гидрооқшаулағыш орнату кезінде олардың жүру бөлігінің жоғарғы плиталарында, ауыспалы су деңгейі аймағында тұрған барлық тіректердің тіреулерінде және қадаларында, сонымен қатар су жіберу құбырларының элементтерінде және бөліктерінде;</p> <p>0,015 — ауыспалы су деңгейінен жоғары және төмен орналасқан аймақтардағы темір жол көпірлерінің аралық тіректерінің элементтерінде;</p> <p>0,010 — автожол және қала көпірлерінің жүру бөлігінің жоғарғы плиталарының бойлық түйісулерінің жоғарғы деңгейінде.</p> <p>Көпірлер мен құбырлар ауыспалы қату және еріту аймағындағы гидростанция және су қоймаларының бөгеттеріне жақын орналасқан кезде (МСТ 10060.2 бойынша режимде) жылына ауыспалы қату кезеңдерінің санына байланысты жарықшақтардың ашылу ені келесілерден артық болмауы тиіс, см:</p> <p>0,015 — 50 кем емес кезеңдер санында;</p> <p>0,010 — сол сияқты, 50 және одан артық.</p>				

Ұзындығы бойынша көпірлердің аралық құрылыстарының құрама конструкцияларындағы нормативтік тұрақты жүктемемен жасалатын әрекет ету кезіндегі бетондағы минималды сығу кернеуі жарықшақтануға төзімділік бойынша талаптардың 2б дәрежесіне сәйкес келуі тиіс.

Кернеуленбеген арматурамен арматураланған сығылмаған бетонданған түйіспелері бар алдын ала кернеуленген қима арқалықтардан жасалған кесілмеген аралық құрылыстарда нормативтік жүктеме астындағы бетондағы жарықшақтардың ені 3-талаптың дәрежесіне жауап беруі тиіс.

7.5.1.2 Автожол және қала көпірлерінде аралас арматуралауды қолдану кезінде бетондағы шекті созу кернеуін $2R_{bt,ser}$ дейін көтеруге жол беріледі, бұл созу кернеуі $1,4R_{bt,ser}$ асатын қиманың бөлігінде туындайтын созу кернеуінің эпюра бөлігіндегі күш тек кернеуленбеген арматурамен қабылданады. Сонымен қатар, көлденең жарықшақтардың енін есептеу кезінде 7.5.3.4 және 7.5.3.5-нұсқауларын басшылыққа алу керек.

7.5.1.3 Жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2а дәрежесі бойынша жобаланатын сығылған конструкция бетонында көпірдің монтаждалатын бөлігімен жүгі бар монтаждау кранының өту мүмкіндігін тексеру барысында келесіні қабылдауға жол беріледі:

- бетондағы қалыпты созылатын кернеудің шекті мәндері — $1,15R_{bt,ser}$;
- жарықшақтардың ашылуының есептік енінің шекті мәндері — 0,01 см.

Есептеу барысында бір жыл ішіндегі шығындарға сәйкес келетін кернеуленген арматурадағы бастапқы кернеулерді төмендетуді ескеру керек.

7.5.1.4 Конструкциялардың тұрақты және уақытша жүктемелерінде пайдалану кезеңінде сығылған бетон аймақтарындағы жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2а, 2б және 3б дәрежелері бойынша жобаланатын конструкция элементтерінде басқа жұмыс кезеңдерінде $0,8R_{bt,ser}$ шамасынан асатын созу кернеуінің туындауына жол бермеу керек.

7.5.2 Жарықшақтардың түзілуін есептеу

7.5.2.1 Көпірлер мен құбырлардың темірбетон конструкцияларының жарықшақтануға төзімділігі созу және сығу кернеу, ал бетон конструкцияларда – сығу кернеу элементтерінде туындайтын шектеулермен қамтамасыз етіледі.

Көрсетілген кернеулердің шекті мәндері шарттарға байланысты қабылданады, оларды қамтамасыз ету қажет:

- а) конструкция элементтерінде жарықшақтардың пайда болуына (түзілуіне) жол беруге болмайды;
- б) жарықшақтарды ені бойынша шектеулі ашылуымен олардың пайда болуына жол беруге болмайды (мүмкін).

7.5.2.2 Барлық конструкцияларда және олардың жұмысының барлық кезеңдерінде қалыпты сығу кернеулерден бойлық жарықшақтардың түзілуіне жол беруге болмайды.

Қолданыстағы нормативтік жүктемелерден және әсерлерден туындайтын элемент қималарындағы қалыпты σ_{bx} созу кернеуі келесілерден аспауы тиіс:

- кернелмейтін арматурасы бар бетон және темірбетон конструкцияларындағы — 7.3.16 және 7.5.1.3-тармақтарын ескере отырып, есептік кедергі $R_{b,mc2}$;
- алдын ала кернелген конструкциялардың сығылатын бетон аймағында — $R_{b,mc1}$ (дайындау және монтаждау кезеңінде) және $R_{b,mc2}$ (тұрақты пайдалану кезеңінде) есептік кедергілер.

Алдын ала кернеуленген арқалықтардың қабырға бетонында туындаған негізгі сығу кернеулері барлық жағдайларда бетонның $R_{b,mc2}$ есептік кезеңінен аспауы тиіс.

7.5.2.3 Элементтің бойлық осіне қалыпты (қалыпты созу кернеулерінің әрекет ету бағытына перпендикуляр) жарықшақтардың түзілуіне көпірмен монтаждау кранын өткізуді тексеру жағдайын қоспағанда, жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2а дәрежесі бойынша жобаланатын көпір конструкцияларында жол беруге болмайды. Бұл жағдайда кездейсоқ көлденең жарықшақтардың түзілу ықтималдығы шығарылмайды.

Осы шарттарды орындау үшін сығылатын бетондағы қалыпты созу кернеулерін 40-кестеде және 7.5.1.3-тармағында көрсетілген мәндерден асыруға болмайды.

7.5.2.4 Жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2б, 3а, 3б және 3в дәрежелері бойынша жобаланатын конструкцияларда көлденең жарықшақтардың түзілуіне жол

беріледі. Бұл жағдайда жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2б және 3а дәрежелері бойынша жобаланатын конструкцияларда көлденең жарықшақтардың түзілу мүмкіндігі 40-кестеде көрсетілген екі көрсеткішпен - шекті рұқсат етілген созу кернеулерімен және көлденең жарықшақтардың ықтимал ашылуының есептік енімен шектеледі.

Сонымен қатар, жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2б дәрежесі бойынша жобаланатын алдын ала кернеуленген конструкцияларда көлденең жарықшақтарды «сығуды» қамтамасыз ету керек: көпірде уақытша жүктеме болмаған жағдайда минималды сығу кернеулерінің шекті мәндері 40-кестеде берілген мәндерден кем емес қабылданады.

7.5.2.5 Алдын ала кернеуленген арқалықтардың қабырғаларының бетонындағы негізгі созу кернеулері қиманың тегіс қима ретінде қарастыру кезінде негізгі σ_{mc} сығу кернеулерінің бетонның сығылуының $R_{b,mc2}$ есептік кедергісіне қатынасын ескеру арқылы шектелуі тиіс.

Көрсетілген шамалардың қатынасына байланысты негізгі созу кернеулерінің шекті мәндері 41-кестеде берілген аспай қабылдануы тиіс.

41-кесте – Негізгі созу кернеулерінің шекті мәндері

$\sigma_{mc} / R_{b,mc2}$	Көпірде қабылданатын негізгі созу кернеулерінің $\max \sigma_{mt}$ шекті мәндері	
	темір жол көпірі	автожол және қала көпірлері
$\leq 0,52$	$0,68R_{bt,ser}, 1,75 \text{ МПа}$ артық емес	$0,85R_{bt,ser}, 2,15 \text{ МПа}$ артық емес
$\geq 0,80$	$0,42R_{bt,ser}$	$0,53R_{bt,ser}$
ЕСКЕРТПЕ 1 $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$ қатынасының аралық мәндері үшін $\max \sigma_{mt}$ шекті мәндерін интерполяциялау бойынша анықтау керек.		
ЕСКЕРТПЕ 2 Аралық құрылыстардың құрама конструкцияларындағы желімделген түйіспелерге шектес жатқан аймақтардың бетонындағы негізгі созу кернеулерінің шекті мәндерін 10 % азайту керек. Көрсетілген аймақтың ұзындығы түйіспенің әрбір жағындағы түйіспенің биіктігіне тең болып қабылданады.		

7.5.2.6 7.5.2.2 және 7.5.2.5 көрсетілген негізгі сығу және негізгі созу кернеулерін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{array} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}, \quad (130)$$

мұндағы σ_{bx} — шығынды ескергенде сыртқы жүктемеден және кернеуленген арматурадағы күштерден түсетін бойлық ось бойындағы бетондағы қалыпты кернеу;

σ_{by} — кернеуленген қамыттардан элементтің бойлық осіне, тірек реакциясынан көлбеу арматураға және кернеулерге қалыпты бағыттағы бетондағы қалыпты кернеу, бұл жағдайда тірек реакциясынан сығу күштерінің таралуын 45° бұрышпен қабылдау керек;

τ_b — қабырға (қыры) бетонындағы жанасу кернеуі келесі формула бойынша анықталады

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b,sh}, \quad (131)$$

(131) формуласында:

τ_q — сыртқы жүктемеден және бастапқы кернеуден анықталатын көлденең күштен түсетін жанасу кернеулері;

τ_t — сол сияқты айналуан;

m_{b6} — 7.2.9 бойынша бетонды көлденеңінен сығу әсерін ескеретін коэффициент;

$R_{b,sh}$ — 24-кесте бойынша қабылданатын бетонның иілу кезіндегі ұсатылуының есептік кедергісі.

Негізгі сығу және созу кернеулерін, сонымен қатар жанасу кернеулерін тексеруді қиманың ауырлық ортасының орналасу аймағында орындау ұсынылады.

Құрамалардың қабырғаларын (қырларын) (130) формула бойынша негізгі кернеулерде бетон түйіспелері бар арқалықтардың ұзындығы бойынша есептеу кезінде формулаға кіретін түйіспенің көлденең сығылған бетон және блоктары арасындағы байланыс бойынша жанасу кернеулерін (131) формулада берілген мәндермен шектеу керек, оның оң жақ бөлігіне m_{b6} коэффициентімен қатар m_{b15} коэффициентін енгізу керек. Сығылмаған түйіспелерде m_{b6} коэффициентінің орнына m_{b15} коэффициентін енгізу керек. Егер есептеумен блок бетонымен бетонды құйып бекіту байланысуы бойынша жылжыту күшін беру негізделсе және конструктивті түрде қамтамасыз етілсе және бетондағы ұсатылу кернеуі түйісу бойынша 24-кестемен $0,5R_{b,sh}$ аспайтын болса, екінші топтың шекті күйі бойынша есептеу кезінде бетон құймасын құйып бекітуді ескеруге жол беріледі. Жабық арналардағы толтырылған ерітіндінің қимасын есептеуде толық ескеруге жол беріледі.

Аралық ұзындығы бойынша өзгеретін биіктік элементтеріндегі қалыпты және жанасу кернеулерін анықтауды қиманың ауыспалығын ескере отырып орындау керек.

7.5.3 Жарықшақтардың ашылуын есептеу

7.5.3.1 Бойлық оське қалыпты және көлбеу жарықшақтардың ашылу ені a_{cr} , см, жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2б, 3а, 3б және 3в дәрежелері бойынша жобаланатын темірбетон элементтерінде келесі формула бойынша анықтау керек

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (132)$$

мұндағы σ — аса созылған (шекті) шыбықтардағы кернеуленбеген арматураның σ_s кернеуі үшін, кернеуленген арматураның бетонды сығуды аяқтағаннан кейін $\Delta\sigma_p$ кернеудің өсуі үшін тең созу кернеуі;

E — 35-кесте бойынша қабылданатын кернеуленбеген E_s және кернеуленген E_p арматура үшін серпімділік модулі;

ψ — арматуралау радиусына байланысты анықталатын (созылу аймағы бетонының әсерін, арматураның деформациясын, оның профилі және элементтің жұмыс шартын ескереді) және 7.5.3.5 бойынша қабылданатын жарықшақтардың ашылу коэффициенті;

Δ_{cr} — жарықшақтардың ашылуының есептік енінің шекті мәні, см, 40-кестеде қабылданған.

7.5.3.2 (132) формула бойынша жарықшақтардың ашылу енін анықтау барысында аралас арматуралау кезінде кернелмейтін арматурадағы σ_s созу кернеулерін және бетонды нөлге дейін алдын ала сығуды аяқтағаннан кейін кернелетін арматурадағы $\Delta\sigma_p$ кернеудің өсуін ескере отырып σ/E мәні келесі формула бойынша анықталады

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s} \psi_1 + \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}, \quad (133)$$

мұндағы ψ_1 — 7.5.3.5-тармақ бойынша қабылданатын кернеуленбеген арматура үшін жарықшақтардың ашылу коэффициенті;

ψ_2 — 7.5.3.5-тармағы бойынша кернеуленген арматура үшін дәл сондай.

7.5.3.3 Қабырғалардың (қырлардың) көлденең және бойлық арматурасындағы созу кернеулерін σ_s келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі

$$\sigma_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \quad (134)$$

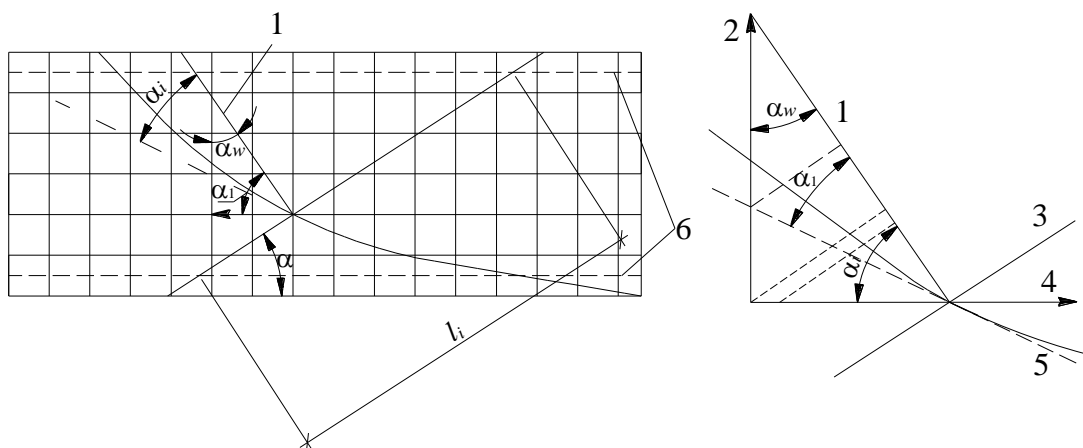
мұндағы σ_{bt} — кернеуленген қамыттары жоқ, сол деңгейдегі жанасу кернеуіне τ тең кернеуленбеген арматурасы бар арқалықтардағы қиманың ауырлық ортасы деңгейіндегі негізгі созу кернеуіне σ_{mt} тең болып қабылданады;

μ — осы шыбықтардың қима аудандары проекциясының көлбеу қимаға – көлбеу қима бетоны ауданына қатынасы ретінде анықталатын көлбеу қиманы қиып өтетін (белдеу вуттары арасында) қабырғаны шыбықтармен арматуралау коэффициенті;

δ — көлбеу жарықшақтардың түзілу аймағындағы кернеулерді таратуды ескеретін және келесі формула бойынша анықталатын коэффициент

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5/(l_i \mu)} \geq 0,75, \quad (135)$$

мұндағы l_i — 10-суретке сәйкес белдеу вуттары арасындағы учаскедегі болжамды көлбеу жарықшақтардың ұзындығы, см (тавр арқалықтарында көлбеу қиманың басталуы созылған арматураның қатарындағы бейтарап ось жағындағы ең шеткісінен қабылданады); жарықшақтардың көлбеулігін 7.4.9.3-тармағы бойынша қабылдау керек.



1 — қалыпты; 2 — қамыт; 3 — көлбеу қима; 4 — бойлық арматура;

5 — байламға қатысты; 6 — вут.

10-сурет — Қалыпты көлденең арматурадағы көлбеу қимаға түсетін күш проекциясы

7.5.3.4 Қалыпты жарықшақтардың ашылу енін анықтау барысында алдын ала кернеуленген элементтердің созу аймағында барлық созылған арматураны ескеру керек.

Алдын ала кернеуленген қадаларда жарықшақтардың енін анықтау барысында созылған аймақтың барлық арматурасын ескеруге жол беріледі.

Бетондағы алдын ала сығу кернеуінің уақытша жүктемесімен нөлге дейін төмендеткеннен кейін туындайтын 7.5.3.1 сәйкес кернеуленген арматурадағы созу кернеуінің $\Delta\sigma_p$ өсуін келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (136)$$

мұндағы σ_{bt} — бетонның созылған аймағының ауырлық ортасы деңгейіндегі бетондағы созу кернеуі;

μ_p — көлденең қима ауданын есептеуде ескерілетін бойлық созылған арматураның бетонның барлық созылған аумағының ауданына қатынасы ретінде анықталатын арматуралау коэффициенті (бетонмен ұстаспайтын арматура μ_p есептеу барысында ескерілмейді).

Кернеуді аралас арматуралау кезінде бетондағы σ_{bt} созу кернеулері $1,4R_{bt,ser}$ аспайтын шектерде бетонның созылған аймағының ауданының осы бөлігінің ауырлық ортасы деңгейінде анықталады.

Аралас арматуралау барысында кернеуленбеген арматурадағы кернеуді келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \quad (137)$$

мұндағы σ_{bts} — бетонның созылу аймағының A_{bts} ауданы бөлігінің ауырлық ортасы деңгейіндегі бетондағы кернеу, бетондағы кернеу $1,4R_{bt,ser}$ асатын шектерде;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}, \quad (138)$$

7.5.3.5 Жарықшақтардың ашылу коэффициенттерін ψ арматуралау R_r радиусына байланысты қабылдау керек, см, тең:

- $0,35R_r$ — тегіс шыбықты арматура, тегіс сымдардан жасалған арматура шоқтары үшін және болат жабық арқандар үшін;

- $1,5\sqrt{R_r}$ — мерзімдік кескіннің шыбық арматурасы, V_r класты мерзімдік кескін сымдары, осы сымдардағы шоқтар, К-7 класты арқандар және олардан жасалған шоқтар, спираль және қос есілген арқаны бар болат арқандар үшін, сонымен қатар қабырғалардағы кез келген арматура үшін.

7.5.3.6 Қалыпты жарықшақтардың ашылу енін есептеу кезінде арматуралау радиусы келесі формула бойынша анықталуы тиіс

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma\beta nd}, \quad (139)$$

мұндағы A_r — шектелген қиманың сыртқы контурымен және әрекеттесу радиусымен $r = 6d$ қабылданатын қалыпты қима үшін әрекеттесу аймағының ауданы;

β — 42-кестеге сәйкес бетоны бар арматура элементтерінің ұстасу деңгейін ескеретін коэффициент;

n — ұқсас номиналды диаметрі d бар арматура элементтерінің саны;

d — бір шыбықтың диаметрі (топтардағы шыбықтардың орналасу жағдайын қосқанда).

Контур бойынша біркелкі таратылған арматурасы бар тікбұрышты емес қималар үшін әрекет ету радиусы $r = 3d$ қабылданады.

Байламдар және арқандар үшін d арматура элементінің сыртқы контурына сәйкес келеді, ал $r=5d$.

42-кесте – Арматура элементтерінің бетонмен ұстасу деңгейін ескеретін коэффициенттер

Конструкцияны арматуралау түрі	β коэффициенті
Жеке шыбықтар (тегіс және мерзімдік кескін), мерзімдік кескінің жеке сымдары немесе К-7 класты арматура арқандары	1,00
Екі шыбықтан тұратын тік қатарлар (саңылаусыз), қосарланған шыбықтардан тұратын топтары (шыбықтардың топтары арасында саңылауларымен)	0,85
Сол сияқты үш шыбықтан тұратын (шыбықтардың топтары арасында саңылауларымен), спираль және қосарлы есілген арқаны бар болат арқандар, 7 класты арматура арқандарынан жасалған байламдар	0,75
24 санын қоса алғанда сымдардың саны бар байламдар	0,65
24 жоғары сымдары бар байламдар немесе жабық болат арқандар	0,50

Өзара әрекеттесу радиусын r шеткі, жақын осінен шыбық қатарының бейтарап осіне жылжыту керек. Егер шеткі қатарда қалған қатарлардың әрқайсысындағы арматура ауданына қатысы бойынша шыбықтардың көлденең қимасы ауданының жартысынан азы орнатылған болса, онда r шыбықтардың толық санымен соңғының алдындағы қатардан жылжыту керек; дөңгелек қималарда r аса кернеуленген шыбық осінен бейтарап оське қарай, ал шыбықтардың байламы кезінде — аса кернеуленген байламның ішкі шыбық осінен жылжыту керек.

Өзара әрекеттесу аймағы бейтарап осьтен шықпауы керек және оның биіктігі қима биіктігінен аспауы тиіс, ал орталық-созылған элементтерде барлық қима ауданына тең болып қабылданады. Дөңгелек қималарда өзара әрекеттесу аймағының ауданын және арматуралау радиусын аса кернеуленген шыбық немесе байлам үшін анықтау керек.

Көлбеу жарықшақтардың енін есептеу барысында арматуралау радиусын келесі формула бойынша анықтау керек

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos \alpha_1}, \quad (140)$$

мұндағы A_r — көлбеу қима үшін өзара әрекеттесу аймағының ауданы, келесі формула бойынша анықталады

$$A_r = l_i b, \quad (141)$$

l_i — 7.5.3.3 бойынша көлбеу қиманың ұзындығы;

b — қабырғалардың қалыңдығы;

n_i , n_w , n_1 — көлбеу шыбықтардың (немесе байламдардың), қамыттардың тармақтарының және көлбеу қима шектеріндегі бойлық шыбықтардың саны;

d_i , d_w , d_1 — сәйкесінше көлбеу шыбықтардың (немесе байламдардың), қамыттардың және қабырға шектерінде көлбеу қиманы қиып өтетін бойлық шыбықтардың диаметрлері;

α_i , α_w , α_l — көлбеу шыбықтардың (немесе байламдардың), қамыттардың, бойлық шыбықтардың және 10-суретке сәйкес көлбеу қиманың қалыпты арасындағы бұрыштар.

7.5.3.7 Бастапқы кернеудің шоғырланып түсірілген күштерімен туындаған жергілікті кернеулердің жарықшақтануға төзімділік элементтері және жергілікті жүктеменің қабырғаларының (арқалықтарының) иілуін қосымша арматураға бетоннан берілетін қарастырылып отырған учаскедегі жарықшақтардың түзілу болжамында жергілікті әсерлерден түсетін барлық созылу күшін қабылдайтын қосымша арматураны орнатуды қамтамасыз етеді. Бұл жағдайда жарықшақтардың есептелген ені жарықшақтануға төзімділік талаптарының 3б немесе 3в дәрежесі үшін қалыптасқан енінен аспауы тиіс (40-кесте). Көрсетілген кернеулер $0,4R_{bt,ser}$ аспайтын учаскелер үшін арматуралауды конструктивті түрде жүзеге асыру рұқсат етіледі.

Бетонды жергілікті сығуда соңғы болып берілетін анкер астындағы күшті есептеу барысында тең деп қабылдау керек: бетонға арматураны созу кезінде — 100 %, ішкі анкері бар байлам тіреуіштеріне созу кезінде — 30 % арматурадағы күш.

7.5.4 Майысуларды және бұру бұрыштарын анықтау

7.5.4.1 Майысулар, бұру бұрыштары және бойлық жылжыту элементтердің $1/\rho$ қисық сызығына байланысты құрылыс механикасының формулалары бойынша, сонымен қатар толық (серпімді және серпімді емес) деформациялар үшін тегіс қималардың гипотезасына сүйене отырып анықталатын қатысты бойлық жылжытулар есептеледі.

Элементтің майысу деформациясы салдарынан f майысу немесе α бұру бұрышын келесі формула бойынша анықтау керек

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (142)$$

мұндағы $\bar{M}(x)$ — майысуды анықтау кезінде f — f ізделіп отырған иілу бағыты бойынша түсірілген бірлік күштен иілу моментінің функциясы, α бұру бұрышын анықтау кезінде — ізделіп отырған бұру бұрышының бағыты бойынша түсірілген бірлік моментінен иілу моментінің функциясы;

$\frac{1}{\rho}(x)$ — жүктеме қимасындағы элементтің қисық сызығы, онымен майысу немесе бұру бұрышы анықталады (белгі белгіленген қимадағы иілу моментінің белгісіне сәйкес қабылданады).

(142) формуласында есебін шығару $\bar{M}(x)$ және $\frac{1}{\rho}(x)$ шамаларын өзгерту заңдарымен ерекшеленетін барлық учаскелер бойынша (аралық ұзындығы бойынша) жүргізіледі.

Майысуларды (бұру бұрыштарын) есептеуді келесі формуланы қолдана отырып, сандық тәсілдермен жүргізуге жол беріледі

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (143)$$

мұндағы $\bar{M}(x)$ және $\frac{1}{\rho}(x)$ — ұзындығы Δx жеке учаскелердегі момент және қисық сызықтың орташа шамалары, мұнда аталған параметрлерді өзгертудің бірқалыпты сипаты бар.

7.5.4.2 Жарықшақтануға төзімділік талаптарының 2а, 2б және 3б дәрежелеріне қатысты белдеулердің алдын ала кернеуленген элементтерінің қисық сызығын келесі формула бойынша тегіс қимаға арналғандай анықтауға жол беріледі

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (144)$$

мұндағы M_p, M_g, M_v — тұрақты және уақытша жүктемелермен кернеуленетін арматурадағы сәйкесінше жасалатын күшпен қарастырылып отырған қимадағы моменттер;

B_p^*, B_g^* — кернеуленетін арматурадағы күштерге сәйкес ұзақ әсер ету кезіндегі және тұрақты жүктемедегі қима қатаңдығы;

B — жүктемелердің қысқа мерзімді әрекет ету кезіндегі тұтас қиманың қатаңдығы.

Аталған қаттылықтардың мәндерін II қосымшасы бойынша анықтауға жол беріледі.

(144) формуланың оң бөлігін басқа негізделген әдістермен анықтауға жол беріледі.

Бастапқы кернеу моменттерін конструкция жұмыстарының кезеңдеріне сәйкес келетін арматурадағы кернеулерге сүйене отырып есептеу керек: сығу кезеңінде — бірінші шығынды шегеру арқылы; кейінгі кезеңдерде, соның ішінде пайдалану кезеңінде, сонымен қатар М қосымшасына сәйкес екінші шығынды шегеру арқылы.

Қалқаны монтаждау кезінде иілу моменттерінің M_g мәндерін монтаждалатын блоктарды және басқа мүмкін құрылыс жүктемелерінің салмағын ескере отырып анықтау керек. B_p^* және B_g^* қаттылықтарды анықтау барысында бастапқы кернеудің күшінің әсері және жүктеменің әсер ету ұзақтығы ескеріледі.

7.5.4.3 Белдіктері жарықшақтану төзімділігі бойынша талаптардың 3в дәрежесіне жататын кернелмейтін арматурасы бар элементтердің қисық сызығын келесі формула бойынша анықтау керек

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\bar{B}_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (145)$$

мұндағы \bar{B}_g^* — бетонның жарықшақтарының және жылжығыштығының түзілуін ескере отырып тұрақты жүктеменің әрекеті кезіндегі қиманың қаттылығы;

\bar{B} — жарықшақтардың түзілуін ескере отырып уақытша жүктеменің қысқа мерзімді әрекеті кезінде тегіс қиманың қаттылығы.

Элементтердің қисық сызығын есептеу барысында барлық тұрақты жүктеме осы жүктеменің көп бөлігінің қосымшасына жауап беретін бір мерзімдегі бетонда әрекет ететіндігін қабылдауға жол беріледі.

Созылған аймақта (0,015 см асатын) жарықшақтары бар учаскелердегі кернеуленген арматуралы темірбетон элементтерінің қисық сызықтарын анықтауды ҚНЖЕ 2.03.01 нұсқаулары бойынша жүргізуге жол беріледі.

7.5.4.4 Кернелмеген арматурасы бар аркалықтардың майысуларын серпімді материалдардың формулалары бойынша есептеу барысында (егер бетондағы жарықшақтардың ені 0,015 см аспайтын болса), сонымен қатар тіректерді, бағандарды, қада-қабықшаларды (соның ішінде бетонмен толтырылған) қима жарықшақтарының анықталған еніне тәуелсіз есептеу үшін қаттылықты келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі

$$B = 0,8 E_b I_b, \quad (146)$$

мұндағы I_b – бетон қимасының инерция моменті.

Массивті бетон және темірбетон элементтерін (тіректерін) уақытша және тұрақты жүктемелерден жылжытуды есептеуді бетонның жылжығыштығын және шөгуін ескермей элементтердің толық қималары бойынша белгіленген қаттылықтарды ескере отырып жүргізуге жол беріледі.

7.6 Конструктивті талаптар

Бетон және темірбетон конструкциялары үшін оларды дайындау шарттарын, талап етілген төзімділігін және арматура мен бетонның біріктірілген жұмыстарын қамтамасыз ету кезінде осы бөлімшеде мазмұндалған конструктивті талаптарды орындау керек.

7.6.1 Элемент қималарының минималды өлшемдері

Темірбетон элементтердегі қабырғалардың, плиталардың, диафрагмалардың және қырларының (реконструкцияланатын құрылыстардан басқа) қалыңдығын 43-кестеде көрсетілгендерден кем емес қабылдау керек.

43-кесте – Қималардың минималды өлшемдері

Элементтер және олардың бөліктері	Ең кіші қалыңдығы, см, көпірлер мен құбырлардың конструкциялары үшін	
	темір жол	автожол
1 Аркалықтардың тік немесе көлбеу қабырғалары:		
а) қырлы:		
қабырғаларда арматура байламдары болмаған жағдайда	12*	12
қабырғаларда арматура байламдары болған жағдайда	15	15
б) қорапты:		
қабырғаларда арматура байламдары болмаған жағдайда	15	15
қабырғаларда арматура байламдары болған жағдайда	18	18
2 Плиталар:		
а) балластты астау:		
- қабырғалар (қырлар) арасында	15	-
- консольдердің соңында	10	-
б) жүру бөлігінде:		
- қабырғалар (қырлар) арасында	-	-
- плитада арматура байламдары болмаған жағдайда	-	12

43-кесте – Қималардың минималды өлшемдері (жалғасы)

Элементтер және олардың бөліктері	Ең кіші қалыңдығы, см, көпірлер мен құбырлардың конструкциялары үшін	
	темір жол	автожол
- плитада арматура байламдары болған жағдайда	-	15
- консольдердің соңында	-	8
в) қорап арқалықтардағы төменгі:		
- плитада арматура байламдары болмаған жағдайда	15	15
- плитада арматура байламдары болған жағдайда	18	18
г) тротуарлар:		
- монолитті (алынбайтын)	8	8
- жиылмалы (алынатын)	6	6
3 Аралық плита құрылыстарының қуыс блоктары **: а) шыбықтардан, К-7 класты жеке арматура арқандарынан жасалған арматурасы және параллель жоғары төзімді сымдардан тұратын байламдары:		
- қабырғалар және үстіңгі плиталар	10	8
- астыңғы плиталар	12	10
б) темірбетонды:		
- қабырғалар және үстіңгі плиталар	-	8
- астыңғы плиталар	-	10
4 Аралық құрылыстардың диафрагмасы және қатаңдық қыры	10	10
5 Үйінділер астындағы құбырлардың тізбектерінің қабырғалары	10	10***
6 Қуысты және жиналмалы-монолитті тіректердің қорапты және дөңгелек қималы блоктарының қабырғалары:		
- ауыспалы су деңгейі аймағында	30	30
- ауыспалы су деңгейі аймағынан тыс	15	15
7 Темірбетонды қуыс қадалардың және қада-қабышалардың қабырғалары, сыртқы диаметрі, м:		
0,4	8	8
0,6 бастап 0,8 дейін	10	10
» 1,0 » 3,0	12	12
<p>* Екі арматура торын қолданған кезде қабырғалардың ең кіші қалыңдығы 15 см деп болып қабылданады.</p> <p>** Қабырғалар арасындағы қуыстардың жоғарғы және төменгі учаскелерін қисық сызықты сызу арқылы қуыс блоктарда қисық сызықты учаскелерде ең кіші қалыңдығы үшін қуыс енінде есептелген берілген орташа шаманы қабылдауға жол беріледі.</p> <p>*** Диаметрі 0,5 және 0,75 м құбырлар үшін 8 см тең қабырғалардың қалыңдығын қабылдауға жол беріледі.</p>		

7.6.2 Кернеуленбеген арматураның ең кіші диаметрі

Кернеуленбеген арматураның ең кіші диаметрін 44-кесте бойынша қабылдау керек.

Плиталардағы тарату арматурасында және диаметрі 28 мм және одан жоғары бойлық арматура кезіндегі қадалардағы қамыттарда бойлық шыбықтардың кемінде төрттен бір диаметрі болуы тиіс.

44-кесте - Кернеуленбеген арматураның минималды диаметрі

Арматура түрі	Арматураның ең кіші диаметрі, мм
1 Көпір (төменде көрсетілген элементтерден басқа) және тікбұрышты құбыр элементтеріндегі есептік бойлық арматурасы	12
2 Автожол көпірлерінің жүру бөлігінің (тротуарларды қосқанда) есептік арматурасы	10
3 Дөңгелек құбырлардың тізбектерінің есептік және конструктивті арматуралары; көпір элементтеріндегі (плиталардан басқа) конструктивті бойлық және көлденең; Арқалық қабырғаларының қамыттары және белдіктерді барлық ұзындығын ұлғайту	8
4 Еңістерді және қада арматурасының қамыттарын бекіту плиталарына арналған Вр класты сымды диаметрі 5 мм арматура (7.3.3 қараңыз).	10
5 Конструктивті (тарату) плиталар; қада қамыттары және қада-қабықшалар; қуыс плиталардағы қамыттар	6

7.6.3 Бетонның қорғаныш қабаты

7.6.3.1 Бетонның сыртқы қабатынан арматура элементінің немесе арнаның бетіне дейінгі қорғаныш қабатының қалыңдығы (реконструкцияланатын құрылыстардан басқа) 45-кесте көрсетілгеннен кем емес болуы тиіс.

45-кесте – Бетонның қорғаныш қабатының минималды қалыңдықтары

Арматураның түрі және оның орналасуы	Бетонның қорғаныш қабатының ең аз қалыңдығы, см
1 Кернеуленбеген жұмыс арматурасы:	
а) автожол және қала көпірлерінің жүру бөлігі плитасындағы жоғарғы	5
б) қырлы және плита аралық құрылыстарда, сонымен қатар биіктігі 30 см және одан жоғары плиталарда	3
в) биіктігі кемінде 30 см плиталарда	2
г) құбыр тізбектерінде және қуыс қада-қабықшаларда	2*
д) монолитті тіректердің сыртқы беттеріндегі құрама тіректердің сыртқы блоктарында:	
1) тіректің мұз кескіш бөлігінде	7
2) тіректердің қалған жерлерінде	5
3) қадаларда, құдықтарда және құрама іргетастардың блоктарында	3
е) монолитті темірбетоннан жасалған іргетастардың тірек плиталарында:	
1) бетон дайындығы болған жағдайда	4

45-кесте – Бетонның қорғаныш қабатының минималды қалыңдықтары (жалғасы)

Арматураның түрі және оның орналасуы	Бетонның қорғаныш қабатының ең аз қалыңдығы, см
2) бетон дайындығы болмаған жағдайда	7
2 Кернеуленбеген қамыттар:	
а) арқалықтардың қабырғаларында (қырларында)	2
б) тірек тіреулерінде:	
1) ауыспалы су деңгейі аймағынан тыс	2
2) ауыспалы су деңгейі аймағында	3
3 Арқалықтардың қабырғаларындағы (қырларындағы) және плиталардағы конструктивті (есепсіз) бойлық	1,5
4 Кернеуленген, кернеуленген арматураның құйып бекіту бетонына орнатылатын	3
5 Қиманың созу аймағындағы кернеуленбеген:	
а) жоғары төзімді сымнан жасалған байламдар және К-7 класты арқандардан жасалған байламдар түрінде	4**
б) төмендегі класты арматура болаттан:	
- А600, Ат600	4
- А800, Ат800, Ат1000	5
в) диаметрі	
$d > 40$ мм ұштарында анкерлері бар (спираль, қосарлы есілген арқан және жабық) болат арқандардан	d
6 Гидроокшаулағышпен қорғалған жүру бөлігінің плитасындағы барлық түрдегі кернеуленген арматура	3
7 Қабырғалардағы (қырлардағы) кернеуленген қамыттар	3
8 Шеттегі темірбетон конструкциялардағы кернеуленген арматура:	
- созылған қыры	3***
- бүйір қырлары	2
<p>* Диаметрі 3 м және одан жоғары құбырлар үшін ішкі жағы 3 см қорғаныш қабаты.</p> <p>** Жабық арналарға орналастырылған кернеуленген арматура үшін бетонның қорғаныш қабаты арнаның бетіне қатысты қабылданады. Диаметрі 11 см арқан үшін қорғаныш қабатты 5 см тең деп тағайындау керек. Диаметрі 11 см жоғары арналар кезінде қорғаныш қабатының қабылданатын қалыңдығын күштің әсерлеріне және толтыру кезінде ерітіндінің қысымына есептеумен тексеру керек.</p> <p>*** Қалыңдығы кемінде 20 см элементтер үшін қорғаныш қабатын 2 см дейін азайтуға жол беріледі.</p>	

7.6.3.2 Алдын ала кернеуленген элементтердің күш беру аймағының ұзындығы шеттеріндегі бетонның қорғаныш қабатының қалыңдығы 7.1.5 сәйкес арматураның кемінде екі диаметрін құруы тиіс.

А800, Ат800 және Ат1000 класты шыбықты кернеуленген арматура болатын қолдану кезінде 7.1.5 бойынша күш беру аймағының ұзындығына торларды, шыбықтың

диаметрінен 4 см асатын диаметрлі спиральды немесе 5 см аспайтын қадамы бар тұйық қамыттарды қосымша орнату керек.

7.6.4 Арматура элементтері арасындағы минималды арақашықтықтар

7.6.4.1 Кернеуленбеген арматураның жеке бойлық жұмыс шыбықтары және тіреулерге кернеуленген арматура байламдары арасындағы жарықтағы арақашықтығы төмендегідей қабылданады:

а) егер бетондау кезінде шыбықтар көлденең немесе көлбеу қалыпта тұратын болса, см, арматураның орналасуы кезінде кемінде:

- 4 — бір қатарға;
- 5 — екі қатарға;
- 6 — үш және одан көп қатарға;

б) егер бетондау кезінде шыбықтар тік қалыпта болса — 5 см.

Тығыз орналасқан жағдайларда арматураны орналастыру үшін кернеуленбеген арматураның шыбықтарын топтарымен екі немесе үш шыбықтан (шыбықтар арасында саңылау болмауы тиіс) орналастыруға жол беріледі. Топтар арасында жарықтағы ені бойынша арақашықтығын төмендегілерден кем емес қабылдау керек, см:

- 5 — топта екі шыбық болғанда;
- 6 — топта үш шыбық болғанда.

7.6.4.2 Алдын ала кернеуленген конструкциялардағы арматура элементтері арасындағы жарықта арақашықтықты белгілеу кезінде 46-кестеде көрсетілген талаптарды сақтау керек.

Аралас арматуралау кезінде кернеуленбеген арматура шыбығы және арматура байламы немесе жабық арна қабырғасы арасындағы минималды арақашықтықты кемінде 3 см қабылдау керек.

46-кесте – Тіреуіштерге және бетонға тартылған арматурасы бар конструкциялардағы минималды параметрлер

Жарықтағы белгіленген арақашықтық	Арақашықтықтың ең кіші өлшемдері	
	абсолюттік мәні бойынша, см	арматура элементінің диаметріне d немесе арнаның диаметріне d_c байланысты
Тіреуіштерге тартылған арматурасы бар конструкцияларда		
1 Параллель жоғары төзімді сымдардан дайындалған арматура байламдары арасында	6	d
2 Арматура байламдары және олардың ішкі анкерлерінің сыртқы беттері арасында	4	—
3 Арматура байламдарының ішкі анкерлерінің сыртқы беттері арасында	3	—

**46-кесте – Тіреуіштерге және бетонға тартылған арматурасы бар
конструкциялардағы минималды параметрлер (жалғасы)**

Жарықтағы белгіленген арақашықтық	Арақашықтықтың ең кіші өлшемдері	
	абсолюттік мәні бойынша, см	арматура элементінің диаметріне d немесе арнаның диаметріне d_c байланысты
4 К-7 класты жеке арматура арқандары арасында, оларды келесідей орналастырған кезде: - бір қатарға - екі және одан көп қатарға	4 5	— —
5 Ішкі анкер шетжағынан бастап бетонның шетжағына дейінгі арақашықтық	5	
Бетонға тартылған арматурасы бар конструкцияларда		
6 Дөңгелек жабық арналардың қабырғалары арасында, арналарының диаметрлері, см: - 9 және одан аз - 9-дан жоғары 11 дейін - 11-ден жоғары	6 8	$d_c — 1$ —
Есеп бойынша		
7 Параллель жоғары төзімді сымдардан дайындалған байламдар, К-7 класты арматура арқандарының байламдары, сонымен қатар болат арқандар (спираль, қосарлы есілген арқан және жабық арқандар) арасында, оларды төмендегідей ашық арналарға орналастырған кезде: - бір қатарға - екі қатарға	3 4	— —
8 Электр термиялық тәсілмен тартылған жалғыз шыбықтары бар арна қабырғалары арасында, арналар: - жабық - ашық	10 13	— —

7.6.5 Кернеуленбеген арматураны анкерлеу

7.6.5.1 Мерзімдік кескінді арматура шыбықтарын, сонымен қатар дәнекерлеу торлардағы және қаңқалардағы тегіс кескінді шыбықтарды ұштарында ілмектерсіз қолдануға жол беріледі.

Тегіс кескінді созылған жұмыс шыбықтарында, сонымен қатар тоқылған торлардағы және қаңқалардағы тегіс жұмыс шыбықтарының ұштарында ішкі диаметрі шыбықтың диаметрінен 2,5 кем емес жартылай дөңгелекті ілмектер және игеннен кейінгі тік сызықты учаскенің ұзындығы шыбықтың диаметрінен үштен кем емес болуы тиіс.

7.6.5.2 Иілетін қима арқалықтарда және қалыңдығы 30 см артық плита конструкцияларында созылған шыбықтардың ұштары оларды моменттердің эпюрасы

бойынша үзген жағдайда әдеттегідей жарықшақтану төзімділігін есептеулерде анықталатын бетонның сығылған аймағында анкерлеу керек.

Сығу аймағына ию арқылы кіргізілген тегіс шыбықтарды игеннен кейін ұзындығы кемінде арматураның үш диаметрінен кем емес түзу учаскелері бар түзу ілмектермен аяқтау керек.

Мерзімдік кескінді арматура үшін және дәнекерлеп жалғау кезінде автожол және қала көпірлері үшін бетонның созылған аймағында шыбықтарды иілетін және орталықтан тыс сығылған элементтердің кемінде 30 диаметр шыбықтардың ұзындығында олардың негізгі үзілген жерінен асырып бітеу. Сонымен қатар, аралық құрылыстарда анкерленген шыбықтардың ұштары қалыңдығы кемінде 4 мм жікпен кемінде $4d$ ұзындықта іргелес шыбықтарға дәнекерленуі тиіс.

7.6.5.3 Мерзімдік кескінді арматураның бойлық созылған шыбықтардың иілетіні элементтердегі иілу басын немесе орталықтан тыс сығылған элементтердегі осындай шыбықтардың үзілуін шыбықтар толық есептік кедергімен ескерілетін қимадан тыс орналастыру керек.

A300 және Aс300 класты арматура болаттары үшін шыбықтарды қимадан тыс (l_s бітеу ұзындығы) жүргізу ұзындығы кем емес болуы тиіс :

- $22d$ – бетон класы B30 және одан жоғары болғанда;
- $25d$ – бетонның класы B20 – B27,5 (d – шыбықтың диаметрі).

A400 класты арматура болаттары үшін l_s бітеу ұзындығын сәйкесінше $5d$ ұлғайту керек. Шыбықтардың байламы кезінде d байламды түзетін шыбықтардың жалпы ауданына тең ауданымен шыбықтың шартты диаметрі ретінде анықталады.

7.6.5.4 Кесілетін арқалықтарда және тірек бөлігінің осінен тыс жүргізілетін кесілмейтін арқалықтардың шеткі учаскелерінде бойлық арматураның созылған шыбықтарында ұзындығы шыбықтың кемінде 8 диаметрлі түзу учаскелер болуы тиіс. Сонымен қатар, арқалықтың бүйір беттеріне жанасатын шеткі шыбықтардың шетжағы 90° бұрышпен иілуі және арқалықтың биіктігінің жартысына дейін жалғасуы тиіс.

Кемінде 30 см тең арқалықтың шетжағынан бастап тірелу осіне дейінгі және тірек плитаның шетіне дейінгі – кемінде 15 см арақашықтықты қамтамасыз ету керек.

7.6.5.5 Бойлық арматураның созылған шыбықтарының майысуларына элемент бетінің сынуы кезінде пайда болатын кіріс бұрыштарының кескіндері бойынша жол берілмейді. Сыну бұрышын түзетін жазықтықтарды бойлай орналасқан бойлық арматураның шыбықтары олар қиып өткен нүктеден арматураның кемінде 20 диаметр ұзындығына жүргізілуі тиіс.

7.6.6 Кернелетін арматураны анкерлеу

7.6.6.1 Тіреуіштерге тартылған диаметрі 36 мм дейінгі мерзімдік кескінді шыбықтардан тұратын арматура конструкцияларында қолдану кезінде анкерлерді шыбықтарға орнату талап етілмейді.

Төзімділікке есептелген арматурасы бар элементтердегі барлық арматурада (жоғарыда көрсетілгеннен басқа) ішкі немесе сыртқы (соңғы) анкерлері болуы тиіс.

Тіреуіштерге тартылған төзімділікке есептелген арматурасы бар элементтерде К-7 класты жеке арматура арқандарын және мерзімдік кескінді жеке жоғары төзімді сымдарды анкерлерді орнатпай-ақ (ішкі және сыртқы) қолдануға болады.

Конструкцияларда бетонға керу арқылы қолданылатын анкерлеудің беріктігі анкерлермен бекітілетін арматура элементтерінің беріктігінен кем болмауы тиіс.

7.6.6.2 Иілетін элементтерде негізгі созу және сығу кернеулері осы кернеулер үшін белгіленген 90 % жоғары шектік мәндерді құрайтын бетон аймақтарындағы арматура анкерлерінің орналасуынан аулақ болу керек.

7.6.6.3 Арқалықтардың шетжақ бетіндегі сыртқы (шеткі) анкерлерді мүмкіндігінше біркелкі орналастыру керек. Бұл жағдайда шетжаққа анкерлерді орналастыру аймағын бетонмен жабатын тегіс болат табақтарды орналастыруды қарастыру керек. Табақтардың шеткі учаскелерін бетонға анкерлеу керек.

Шетжақ табақтардың қалыңдығын кернеуленетін арматура элементтерін тарту күшіне байланысты есептеу бойынша тағайындап және келесідей қабылдау керек, мм, кем емес:

- 10 — тарту күші кезінде, 590 кН;
- 20 — сол сияқты, 1180 кН;
- 40 — сол сияқты, 2750 кН.

Көрсетілгендерден өзгеше күштер кезінде жуық үлкен мәнге сәйкес келетін табақтардың қалыңдығын қабылдау керек.

7.6.6.4 Арматураны бетонға тартатын элементтерде сыртқы анкерлерді бетондау аймағын 10 см × 10 см аспайтын ұяшықтары бар диаметрі кемінде 10 мм мерзімдік кескін шыбықтарынан тұратын көлденең торлармен арматуралау керек. Торлар арасындағы арақашықтық 10 см аспауы тиіс. Бетонды тұтас құю және негізгі конструкция бетонының байланысын қамтамасыз ету бойынша шараларды қабылдау керек.

7.6.7 Элементтерді бойлық арматуралау

7.6.7.1 Дәнекерленетін арматура қаңқаларында арматура әрқайсысында үш шыбықтан аспайтын топтармен орналасады. Топтағы шыбықтар дәнекерленетін бір жақты тұтастырушы жіктермен өзара біріктіріледі. Шыбықтар арасындағы тұтастырушы жіктердің ұзындығы кемінде 4 диаметр, ал олардың қалыңдығы — 4 мм аспауы тиіс. Шыбық топтарының арасындағы саңылаулар диаметрі кемінде 25 мм бойлық тапалдарды орналастыру арқылы пайда болады түзіледі. Тапалдар бүгілген жерлердің алдында, 2,5 м аспайтын ұзындығы бойынша бір-біріне қатысты қиыстырып орналастырады. Олар жұмыс арматурасына қалыңдығы 4 мм артық емес және ұзындығы жұмыс арматураның екі диаметрінен кем емес бір жақты тұтастырушы жіктермен дәнекерленеді.

Топтағы шыбықтар арасындағы тұтастырушы дәнекерлеу жіктер тапалдарға және іргелес тұтастырушы жіктерге қатысты қиыстырып орналастырады, егер іргелес жіктер жалпы бойлық өзекке тартылған болса, жіктер арасындағы жарықтағы арақашықтық кемінде 40 см, егер тұтастырушы жіктер қаңқаның әртүрлі бойлық шыбықтарына жататын болса, 10 см болады. Сонымен қатар, шыбық топтарының кез келген көлденең қимасы бірден артық емес дәнекерлеу жігін қиып өту талабын сақтау керек.

Сәйкесінше негіздеме кезінде қабырғалардағы дәнекерлеу торларының тік шыбықтарын түйіспелі нүктелі дәнекерлеумен арматураға және шыбық топтарының арасында орналасқан бойлық тапалдарға дәнекерлеуге жол беріледі. Қамыттарды доғалы электр дәнекерлеумен негізгі арматураға дәнекерлеуге жол берілмейді.

Қаңқалардың негізгі жұмыс арматурасы үшін 10ГТ маркалы Ас300 класты арматураны қолдану ұсынылады.

Жұмыс арматурасына бекітетін жіктер бойынша нұсқаулар 7.6.9.5 берілген.

7.6.7.2 Кесілетін арқалықтарда және плиталарда аралық ортасына орнатылатын кемінде үш жұмыс арматураның тіректеріне дейін жеткізу керек. Бұл жағдайда арқалықтарда тіректерге дейін кемінде екі шыбықты, плиталарда плитаның 1 еніне кемінде үш шыбықты жеткізу керек.

Плиталардың тарату арматурасын 25 аспайтын қадаммен орнату керек.

Шыбықтарды аралас арматуралау кезінде кернеуленбеген арматураны жұптастырып орнатуға жол беріледі, бұл жағдайда қорғаныш қабатының қалыңдығы 7.6.3.1, ал шыбықтар мен байламдар арасындағы арақашықтық 7.6.4.1 және 7.6.4.2 сәйкес келуі тиіс.

7.6.7.3 Кесілмеген арқалықтар мен көп аралықты жақтау конструкцияларының беларқаларында жоғарғы және төменгі жұмыс арматурасының бөлігі ұзындығы бойынша үзіліссіз болуы немесе арматуралау үзіктерін жауып тұратын түйістері болуы тиіс.

Үзіліссіз арматура элементтерінің саны:

а) кернеуленбеген арматурасы бар конструкцияларда — төменгі жұмыс арматурасында кемінде 20 % және жоғарғы жұмыс арматурасында 15 %;

б) кернеуленген арматурасы бар конструкцияларда — төменгі жұмыс арматурасында кемінде 10 % және жоғарғы жұмыс арматурасында 5 %.

7.6.7.4 Аралық ортасындағы және оның тіректері үстіндегі плитаның жұмыс арматурасының қадамы (осьтер арасындағы арақашықтық) аспауы тиіс, см:

- 15 — темір жол көпірлерінің балласт астау плиталарында;

- 20 — автожол көпірлерінің жүру бөлігі плиталарында.

7.6.8 Элементтерді көлденең арматуралау

7.6.8.1 Кернеуленбеген арқалықтардың қабырғаларын көлденең күштерді қабылдауға арматуралауды Арқалық осіне көлбеу және қалыпты шыбықтармен (қамыттармен) жүзеге асыру және бойлық арматурасы бар соңғы қабырғаларды қаңқаларға біріктіру керек.

7.6.8.2 Кернеуленбеген арқалықтарда есеп бойынша орнатылатын көлбеу шыбықтарды иілу элементінің бойлық осіне қатысты симметриялы орналастыру керек. Әдеттегідей шыбықтарда элементтің бойлық осіне қатысты 45° жуық (60° аспайтын және кемінде 30°) көлбеу бұрышы болуы тиіс. Бұл жағдайда есептеу бойынша көлбеу шыбықтарды орнату талап етілетін арқалық учаскесіндегі арқалықтың бойлық осіне перпендикуляр кез келген қима көлбеу арматураның кемінде бір шыбығын қиып өтуі тиіс.

7.6.8.3 Арқалықтарды есептеу бойынша талап етілетін қосымша көлбеу шыбықтар негізгі бойлық жұмыс арматурасына бекітілуі тиіс. Егер арматура А240, А300, Ас300 және А400 класты болаттардан дайындалған болса, онда қосымша көлбеу шыбықтарды бекітуді дәнекерлеу жіктері арқылы орындау керек.

7.6.8.4 Арқалықтардағы арматураның көлбеу шыбықтарын дөңгелек доғасы бойынша арматураның кемінде 10 диаметр радиусымен қайыру керек.

Арқалықтың шетжақтарында (тірек бөлігінің осінен) бойлық арматураны қайыруды доға бойынша арматураның кемінде үш диаметр радиусымен орындауға жол беріледі.

7.6.8.5 Кернеуленбеген арқалықтардың қабырғаларындағы бойлық арматураны келесідей орналастыру керек:

- арқалықтың созылған шетінен санай отырып, қабырғаның үштен бір бөлігі шектерінде — қолданылатын арматураның 12 диаметрінен артық емес ($d = 8 - 12$ мм) қадаммен;

- қабырғаның қалған биіктік бөлігі шектерінде — арматураның 12 диаметрінен артық емес ($d = 8 - 10$ мм) қадаммен.

7.6.8.6 Қамыттар арасындағы қима бойынша есептеуді қоса отырып, көлденең күшті қабылдайтын элементтердегі қамыттар есеп бойынша орнатылады. Қалыңдығы 50 см дейінгі қабырғаларда, ұзындығы $1/4$ аралыққа тең тірек жанындағы учаскелердің шектерінде, тірек осьтерінен санай отырып қамыттардың қадамын 15 см артық емес қабылдайды.

Ұзындығы $1/2$ аралыққа тең арқалықтың ортаңғы учаскесінде қамыттардың қадамы 20 см артық емес қабылданады.

Қабырғалардың 50 см артық қалыңдығы кезінде аралық ортасында қамыттардың максималды қадамын 5 см ұлғайтуға жол беріледі.

Бір класты және диаметрлі арматурадан дайындалған қабатталған қамыттарды қолдануға жол беріледі.

7.6.8.7 Кесілген аралық плита құрылыстарындағы қамыттарды келесілерден аспайтын қадаммен орнату керек, см:

- 15 — тірек бөліктеріне іргелес және ұзындығы $1/4$ аралыққа тең;
- 25 — ортаңғы учаскеге, ұзындығы $1/2$ аралыққа тең.

Темір жол көпірлерінің және автожол көпірлерінің жүру бөлігінде балласт астауының биіктігі 30 см және одан аз тұтас плиталарындағы қамыттарды сығылған есептік арматура болмаған кезде орнатуға жол берілмейді.

ЕСКЕРТПЕ Автожол және қала көпірлерінің плита аралық құрылыстарына қалыңдығы 40 см дейінгі плиталарға көлденең арматураны салмауға жол беріледі, егер бетондағы жанасу кернеуі $0,25R_{b,sh}$ аспайтын болса (мұндағы $R_{b,sh}$ — 24-кесте бойынша иілу кезіндегі бетонның уатылуының есептік кедергісі).

7.6.8.8 Кернеуленбеген элементтердің белдеулеріндегі қамыттармен 50 см аспайтын белдеу енін қамту керек және шеткі көлденең қатарларда орналасқан бестен аспайтын созылған және үштен аспайтын бойлық арматураның сығылған шыбықтарын біріктіру керек.

7.6.8.9 Кернеуленген арқалықтардың сығылатын белдеулерінің дәнекерлеу торларындағы тұйық қамыттардың немесе көлденең шыбықтардың ең жоғары қадамын темір жол көпірлерінде 15 см артық емес және автожол көпірлерінде 20 см деп қабылдау керек. Сығылатын белдеулердегі қамыттардың қадамы Арқалық қабырғаларындағы қамыттардың қадамынан астам қабылданбайды.

7.6.8.10 Айналындыруға, иілумен, сығумен немесе созумен бірге айналындыруға есептелген элементтердегі қамыттар шеттерін қайта іске қосу арқылы тұйық болып қабылданады:

- тегіс арматура болаттан дайындалған қамыттарда — 30 диаметр;
- сол сияқты, мерзімдік кескіннің арматура болаты — 20 диаметр.

7.6.8.11 Кернеуленген арматура элементтерінің анкерлерін орналастыру аймағында 7.6.6.3-тармағы бойынша тірек плиталарының астына жергілікті кернеулерге есептеу бойынша қосымша көлденең (жанама) арматураны орнату керек.

Қосымша арматураны мерзімдік кескінде шыбықтардан олардың арасында келесілерден аспайтын қадаммен орындайды, см:

- 10 — торларда;
- 6 — спиральдарда.

7.6.8.12 Бойлық жұмыс арматураны және конструкцияның сығылған элементтеріндегі қамыттарды қаңқаларға біріктіру керек. Бойлық арматураның шыбықтарының диаметріне d байланысты қамыттардың қадамын келесілерден аспайтындай қабылдау керек:

- 15 d — дәнекерлеу қаңқаларында;
- 12 d — тоқылған қаңқаларда.

Барлық жағдайларда қамыттардың қадамын келесілерден аспайтындай белгілеу керек, см:

- қиманы кемінде 3 % бойлық арматурамен толтыру кезінде — 40;
- сол сияқты, 3 % және одан артық өлшемде — 30.

Бойлық арматураның қимасын елеулі толтыру кезінде жеке қамыттардың орнына элементтің көлденең қимасын қайталайтын орамдармен үздіксіз көлденең арматуралауды қабылдау ұсынылады.

7.6.8.13 Көлденең қималардың шаршы немесе тікбұрышты пішінді сығылған тірек элементтерінің конструкциясы бойлық шыбықтар қамыттарды майыстыру орындарына орналастыратындай, ал элементтердің шеттерін бойлай орнатылатын қамыттардың тармақтары бойлық арматураның ең көп дегенде төрт шыбығын ұстап тұратындай және ұзындығы 40 см артық емес болатындай етіп қабылданады.

Берілген нұсқаулар шеттері 80 см артқы емес өлшемдері бар тіректерге жатады. Тірек шеттерінің өлшемдері үлкен болғанда қарама-қарсы шеттеріне орналасқан тіректердің жұмыс бойлық шыбықтарын тірек қимасын қиып өтетін қамыттардың арасына біріктірмеуге, әрбір ұзындығы 40 см-ден II-тәрізді пішінді конструктивті қамыттардың тізбектері периметрі бойынша орналасқан осындай қамыттарды бетон қимасының ішкі бағыты бойынша қамыттың негізгі бойлық тармағына перпендикуляр орналасқан ұзындығы кемінде 20 см бүйірлік анкерлеуші тармақтарымен ауыстыруға жол беріледі. Жартылай дөңгелекті ілмектермен аяқталатын қысқа тармақтардың ұштары тіректің биіктігіне түгел орнатылатын тік монтаждау шыбықтарына бекітіледі. Қамыттар өзара майысу орындарында айқасталады. Периметр бойынша тіректерді қамтитын қамыттардың тізбектері 40 см жиі емес биіктік бойынша орналастырылады.

Қамыттар және монтаждатын тік шыбықтар үшін диаметрі кемінде 10 мм арматураны қолдану керек. Қамыттардың тізбектерінен басқа тіректердің сығылған жұмыс шыбықтарының орнықтылығын арттыру үшін тіректің көлденең шеттеріндегі

бойлық тік шыбықтарды жалғайтын монтаждау байланыстарын орнатуды қарастыру керек. Байланыстар диаметрі кемінде 16 мм үш шыбықтан тұруы тиіс және жоспарда және 1,6 м жиі емес биіктік бойынша орнатылады.

Бетондау кезіндегі қиындықтарды болдырмау үшін қиманы қиып өтетін шыбықтардың болуына байланысты әрбір деңгейдегі байланыстарды әрбір кейінгі бетон қабатын төсеу алдында тікелей кезектесіп орнатуға және бекітуге жол беріледі.

7.6.8.14 Бойлық арматураның шыбықтарын шығармай-ақ шетжақ арқылы жүктемені беретін сығылған элементтердің шеткі учаскелеріне кемінде төрт (қадаларда – бес) мөлшерінде көлденең дәнекерлеу торларын орнату керек. Торлармен арматураланған шеткі учаскелердің ұзындығын бойлық арматураның кемінде 20 диаметр шыбықтарын қабылдау, ал торлардың арасындағы арақашықтықты 10 см артық емес белгілеу керек.

7.6.8.15 Сығылған элементтерді кернеуленбеген арматурамен жанама арматуралау кезінде (7.4.5.4 қараңыз) қолданылатын дәнекерленетін көлденең торлар және спиральдар А300, Ас300 және А400 класты (диаметрі 14 мм артық емес) арматура болаттан жасалады.

Көлденең торлардың шыбықтары және спираль орамдары элементтің барлық жұмыс бойлық арматурасын қамтуы тиіс.

Көлденең торлардың ұяшықтарының өлшемдерін 5,5 см кем емес және элемент қимасының аз жағының 1/4 артық емес немесе 10 см қабылдау керек. Элементтің ұзындығы бойынша көлденең торлардың қадамын кемінде 6 см және элемент қимасының аз жағының 1/3 артық емес немесе 10 см белгілеу керек.

Спиральдарда кемінде 20 см есу диаметрі болуы тиіс. Спиральдардың орамдарының қадамын кемінде 4 см және элемент қимасы диаметрінің 1/5 артық емес немесе 10 см белгілеу керек.

7.6.9 Арматураны дәнекерлеп жалғау

7.6.9.1 Арматураның дәнекерлеу қосылыстары МСТ 14098 және МСТ 10922 талаптарына жауап беруі тиіс. Қолданылатын түйісулер үшін жауапкершілік дәрежесі және оларға сәйкес келетін дәнекерлеу қосылыстардың сапа бақылауына қойылатын талаптарының дәрежесі көрсетіледі.

Көтергіш қабілеттігі бірінші шекті күйі бойынша есептеумен анықталатын дәнекерлеу қосылыстары І дәрежеге, ал екінші шекті күйі бойынша – ІІ дәрежеге, ал қалған қосылыс жағдайларында – жауапкершіліктің ІІІ дәрежесіне және сәйкесінше түйіспелердің сапасының ІІІ дәрежесіне жатады.

Дәнекерлеу қосылыстары үшін бақылау көлемін ҚР ЕЖ 5.03-107 нұсқауларына сәйкес анықтау керек.

7.6.9.2 Кластары және маркалары 30-кестеде көрсетілген ыстықтай жаймаланған шыбықты арматура болаты түйіспелік түйістіре дәнекерлеу арқылы жалғануы тиіс. Диаметрі 10 мм және одан кем шыбықтар үшін түйіспелік түйістіре дәнекерлеуді арнайы жабдық болғанда тек зауыт жағдайларында орындауға жол беріледі.

Арматураны түйіспелік дәнекерлеумен түйістіруге түйістіретін шыбықтардың аудандарының қатынасы 1,15 артық емес кезінде жол беріледі. Төзімділікке есептелген арматура элементтерінде әдеттегідей, дәнекерлеу нәтижесінде түйістіру аймағында

туындаған кернеу концентраторларын сәйкесінше механикалық бойлық тазалау арқылы жою керек.

Осы түйісулердің шектелген төзімділік шегі дәнекерленетін арматура шыбықтарының төзімділігі нормативтік шектен кем емес болғанда дәнекерлеу түйісулерінің басқа тиімді конструктивті шешімдерін қабылдауға жол беріледі.

7.6.9.3 A240, A300, Ас300 және A400 класты арматура болаттан 30-кесте нұсқауларына сәйкес торларды және қаңқаларды дайындау кезінде тоқылған нұсқада орындалуы тиіс, негізгі арматура үшін дәнекерлеу қосылыстарын қолдану арматура шыбықтарындағы кернеу белгіленген есептік кедергілердің 50 % аспайтын орындарда ғана рұқсат етілуі мүмкін.

7.6.9.4 Элементтің бір есептік қимасындағы түйісулер саны (ұзындығы түйісетін шыбықтардың 15 диаметріне тең учаске шектерінде) арматураның төзімділігі есептелетін элементтерде, 25 % аспауы тиіс, арматураның төзімділігі есептелетін элементтерде, — қиманың созылған аймағындағы жұмыс арматураның жалпы саны 40 % аспауы тиіс.

Арматураның дәнекерлеу түйісулерін құрама элементтердің монтаждау түйіспелеріне (арматураның есептік кедергісін төмендетпей), сонымен қатар арматура 50 % аспайтындай қолданылатын конструкция учаскелерінде екпіндетпей орналастыруға жол беріледі.

7.6.9.5 A240, A300, Ас300 және A400 класты болаттан жасалған шыбықты ыстықтай жаймаланған арматуранының түйісулері үшін конструкцияны монтаждау кезінде ұзындығы шыбықтардың кемінде 5 диаметр ұзартылған болат қаптамаларға (төсемдерге) ванналы дәнекерлеуді қолдануға, сонымен қатар жалпы ұзындығы түйісетін шыбықтардың кемінде 10 диаметр бір жақты немесе екі жақты жіктермен дәнекерленген аралас буланған қаптамалары бар жіктерді қолдануға жол беріледі. Ванналы дәнекерлеуді шыбықтардың кемінде 20 мм диаметрі кезінде қолдану керек.

Төзімділік есептелмеген сығылған шыбықтардың жіктері үшін МСТ 14098 сәйкес қысқа болат қаптамалардағы (төсемдердегі) ванналы дәнекерлеуді қолдануға жол беріледі.

Арматураның көлбеу шыбықтарын бекітетін біржақты дәнекерлеу жіктердің ұзындығы жіктердің қалыңдығы кемінде $0,25 d$ және кемінде 4 мм болғанда кемінде 12 диаметр қабылданады; екі жақты жіктердің ұзындығын екі есе кем етіп қабылдауға жол беріледі.

7.6.9.6 Түйісулердегі арматураның монтаждау жеңсырықтары бойлық дәнекерлеу жіктерін түйісетін шыбықтарға біркелкі шығару арқылы ұзартылған қаптамалардағы ванналы-жікті дәнекерлеу монтажында сапалы орындау үшін жағдайларды қамтамасыз етуі тиіс.

Автожол және қала көпірлерінің тоқылған арматура қаңқалы конструкцияларында монтаждау, тасымалдау және бетондау кезінде арматураны жобалық күйде бекіту үшін конструктивті арматура шыбықтары бар жұмыс арматурасының шыбықтарының қиылыстарына келесі жағдайларды сақтаған жағдайда қосымша дәнекерлеу қосылыстарын орнатуға жол беріледі: жұмыс арматураның беріктігі 50 % аспайтындай қолданылатын, сонымен қатар арматура тек сығылып жұмыс істейтін орындарда жүргізілуі мүмкін.

7.6.10 Кернелмейтін арматураның айқасқан (дәнекерсіз) түйісулері

7.6.10.1 Орталықтан тыс сығылған және орталықтан тыс созылған элементтерде мерзімдік кескінді арматура болаттың диаметрі 36 мм дейін және жартылай дөңгелекті ілмектері бар тегіс шыбықтарды қиыстырып түйістіруге жол беріледі.

Иілетін және орталықтан созылатын элементтерде созылған арматура шыбықтарын қиыстырып түйістіруге жол берілмейді.

7.6.10.2 Қиыстырылған арматураның түйісулеріндегі А300 және Ас300 класты арматура болаттан жасалған шыбықтарды қиыстыру (әлсірету) ұзындығын l_s келесілерден кем емес қабылдау керек:

- $30d$ — бетонның В20 — В27,5 кластарында;

- $25d$ — бетонның В30 және одан жоғары класы, мұндағы d — түйісетін шыбықтардың диаметрі.

А400 класты болат арматура үшін қиыстыру ұзындығы l_s сәйкесінше $4d$ ұлғайтылуы тиіс.

А240 класты болат арматура үшін қиыстыру ұзындығын l_s (жартылай дөңгелекті ілмектердің ішкі беттері арасында ме) А400 класты болат арматура сияқты қабылдау керек.

Сығылған қима аймағында орналасқан түйісулер үшін қиыстыру ұзындығын l_s жоғарыда белгіленгеннен $5d$ кем қабылдауға жол беріледі.

Жеке дәнекерлеуді және тоқылған торларды бойлық шыбықтардың кемінде 30 диаметр және кемінде 25 см ұзындығына қиыстыра отырып түйістіру керек.

Шыбықтардағы кернеу есептік кедергінің 75 % асатын созылған қима аймағында жұмыс арматурасының шыбықтарының түйісулерін қиыстырып орналастыру кезінде түйісу аймағына спираль арматураны орнату талап етіледі. Егер спираль арматураны орнату талап етілмесе (шыбықтардағы кернеу есептік кедергінің кемінде 75 % құрайды), онда созылған жұмыс арматураны қиыстырып түйістіру орындарындағы қамыттар арасындағы арақашықтықты 6 см аспайтындай, ал бұрғылап толтырмалы бағандарда – 12 см белгілеу керек.

Арматураның қиыстырылған түйісулерін шашыратып орналастыру керек. Бұл жағдайда талап етілген қиысу ұзындығында түйістірілген жұмыс шыбықтарының қима ауданы мерзімдік кескін шыбықтары кезінде созылған жұмыс арматурасының жалпы қима ауданының 50 % артық емес, тегіс шыбықтар кезінде 25 % артқы емес құруы тиіс.

7.6.11 Құрама темірбетон конструкция элементтерінің түйісулері

7.6.11.1 Құрама конструкцияларда әдеттегідей түйісулерді қабылдау керек:

- біріктірілген элементтердің шетжақтарының арасындағы 10 см және одан жоғары арақашықтығымен, жұмыс арматурасы шыбықтарының немесе болат бекіткіш бөлшектер элементтерінен шығарылған бетондалатын кең (сығылмаған);

- түйіспе саңылауы цемент немесе полимер цементті ерітіндімен толтырылған арматура элементтерінен шығарылмайтын ені 3 см артық емес бетондалатын тар (сығылатын);

- эпоксидті шайыр немесе басқа берік (тәжірибемен тексерілген) полимер композициялары негізінде қалыңдығы 0,3 см аспайтын желімді қабаты бар желімделген тығыз (сығылатын).

Аралық құрылыста екі түйісуді қолдануға (блоктар арасындағы жіктерді желімді құраммен, цемент немесе полимер ерітіндісімен толтырмай) жол берілмейді.

7.6.11.2 Арматураның жеңсырықтарынсыз түйісулерді қолданған кезде аралық құрылыс ұзындығы бойынша құрама блоктардың шетжақтарын диаметрі кемінде 6 мм шыбықтардан дайындалған қосымша көлденең торлармен арматуралау керек. Тісті түйіспені немесе ойықтары бар түйіспені орналастыру кезінде тістің және ойықтың есептік арматурасында кемінде 10 мм диаметрі болуы тиіс.

7.6.11.3 Автожол, қала және жылжымалы темір жол жүктемесінің әсеріне ұшырамайтын біріктірілген көпірлердің жоғарғы арқалық плиталарында плитаның түгел қалыңдығында түзу ілмектері бар мерзімдік кескін арматурасының плиталарының жеңсырықтары бар және шыбықтардың ұзындығы кемінде 15 диаметр және кемінде 25 см арматураны қиыстыра отырып өзара әлсірету арқылы бетондалған түйісулерді қолдануға, сонымен қатар ілмектерді бірінен кейін бірін әлсіретудің көрсетілген ұзындығымен қиыстырылған жартылай дөңгелек ілмекті қолдануға жол беріледі. Сонымен қатар, сол жартылай дөңгелек ілмекті бітеу ұзындығымен, бірақ арматураны ұзындығы ілмектің кемінде диаметріне тең ілмектер арасына түзу салу арқылы қолдануға жол беріледі. Жартылай дөңгелекті ілмектердің диаметрін арматураның кемінде 10 диаметрін қабылдау керек.

7.6.11.4 Блоктардың түйісетін беттерін дәл орналастыруды қамтамасыз ету үшін желімделген тығыз түйісулері бар құрама конструкциялардың ұзындығы (биіктігі) бойынша бекіткіштерді орнату керек.

7.6.12 Алдын ала кернелген темірбетон элементтерді конструкциялау бойынша қосымша нұсқаулар

7.6.12.1 Бетонға тартылатын конструкциялардағы кернелетін арматураны әдеттегідей көбінесе арна құрауыштармен шығарылатын полимер материалдардан түзілген жабық арналарға орналастыру керек.

Арна құрауыштармен шығарылмайтын арналарды орналастыру кезінде мырышталмаған иілгіш болат жеңдерді және гофрленген құбырларды қолдану ұсынылады. Бұл жағдайда арналарды толтыру материалы қату кезінде көлемін ұлғайтпауы тиіс, ал бетонның қорғаныш қабатының қалыңдығы 45-кестеде көрсетілгеннен 1 см үлкен болуы тиіс.

Тұтастай тартылған болат немесе полимер құбырлардан шығарылмайтын арна құрауыштарды құрама конструкциялардың ұзындығы бойынша құрастырушы блоктар арасындағы тек қысқа түйісу учаскелерінде және кернеуленген арматураны қайыру және анкерлеу орындарында қолдануға жол беріледі.

7.6.12.2 Ашық арналардағы тұтас құйылған бетонның алдын ала кернеуленген элемент бетонымен ұстасуын қамтамасыз ету үшін келесілерді қарастыру ұсынылады:

- бетон денесінен алдын ала кернеуленген арматура элементтерін немесе 10 см аспайтын қадаммен қамыттардың ұштарынан шығару;

- тұтас құйылған бетонға жанасып жатқан бетонның тазартылған бетінің және цементті коллоидті немесе полимер цементті желімді кернеуленген арматураның жабыны;
- 0,4 аспайтын су-цементті қатынасы бар бетонды тұтас құю үшін қолдану;
- бетонды тұтас құюдың сыртқы бетінің шөгуге қарсы бу оқшаулағыш құрамды жабыны.

7.6.13 Бекіткіш бұйымдар

7.6.13.1 Жеке табактардан немесе диаметрі 25 мм артық емес, А300, Ас300 немесе А400 класты арматура болаттан жасалған анкерлік шыбықтар тавр немесе қиыстырып дәнекерленген фасонды профильдерден тұратын салмалы бұйымдар МСТ 14098 талаптарына сәйкес жобалануы тиіс. Дәнекерлеу қосылыстары МСТ 14098 және МСТ 10922 талаптарына сәйкес орындалуы тиіс.

7.6.13.2 Салмалы бұйымдар бетонды кеспеуі тиіс. Бетонға салынған созылған анкерленген шыбықтардың ұзындығын бетонның кернеулі күйінен перпендикуляр анкерлі шыбықтардың бағытына қарай қабылдау керек.

Егер анкерлі шыбықтар аймағында тұрақты әрекет етуші жүктемелерден (1 тең жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті кезінде) сығылатын кернеу σ_{bc} туындайды,

олардың ең үлкен мәндері $0,75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0,25$, шартына жауап беретін болса, онда

шыбықтарды бітеудің талап етілген ұзындығы келесіні құрайды, кемінде:

- мерзімдік кескінді арматура шыбықтары кезінде — $12d$ (d — шыбықтың диаметрі);
- тегіс арматура шыбықтары кезінде — $20d$, бірақ 25 см кем емес.

Егер бітеу аймағындағы σ_{bc} бетондағы кернеу жоғарыда берілген шартқа жауап бермесе немесе кернеу сипаты белгіленбесе, онда созылған арматура шыбықтарының бітеу ұзындығы келесідей қабылдануы тиіс, кем емес:

- болат арматураның А300 және Ас300 класы кезінде — $25d$;
- сол сияқты, А400 — $30d$.

Созылған арматура шыбықтарының бітеу ұзындығы тегіс металл элементтердің шыбықтарының ұштарын дәнекерлеу арқылы немесе ыстық тәсілмен отырғызылған бастиектер шыбықтарының ұштарында құрылғымен азайтылуы мүмкін. Бұл жағдайда бастиектердің диаметрі келесідей қабылданады, кем емес:

- болат арматураның А300 және Ас300 класы кезінде — $2d$;
- сол сияқты, А400 — $3d$.

Бұл жағдайларда анкерленетін шыбықтың бітелу ұзындығы бетонды қыздыру және сығу есебімен анықталады және $10d$ кем емес қабылданады.

7.6.13.3 Бітеу бөлшегінің тегіс болат элементінің қалыңдығының δ осы бөлшектің анкерлік шыбығының диаметріне d қатынасын (δ/d) дәнекерлеу кезінде тең деп қабылдау керек:

- а) автоматты - флюс арқылы тавр кем емес:
 - 0,55 - 0,65 — А300 класты арматура үшін;
 - 0,65 - 0,75 — сол сияқты, А400;
- б) қолмен - флюс арқылы тавр — арматураның барлық кластары үшін 0,75 кем емес;

- в) қолмен – резеңкелі саңылау — кем емес:
 - 0,65 — А300 класты арматура үшін;
 - 0,75 — сол сияқты, А400;
- г) доғалы – флангты жіктермен қиыстырып — арматураның барлық кластары үшін 0,3 кем емес.

7.6.14 Тіректерді конструкциялау

7.6.14.1 Мұз кету деңгейінің шектерінде тірек денесіне мұз кетудің әсер ету бағытын ескере отырып пішін беру керек.

Тірек шеттерінің байланысуын 0,75 м цилиндрлік бет бойынша жасау керек. Тиісті негіздеме кезінде бұл радиус 0,3 м дейін азаюы мүмкін.

7.6.14.2 Аса суық айдың сыртқы ауасының орташа айлық температурасы минус 20 °С және одан төмен аудандарда орналасқан өзендерде көпірлердің аралық тіректерді (темірбетонды көпірлерді қосқанда) бетін арнайы қорғаусыз бетоннан орындауға жол беріледі.

Өзен тұнбаларын қарқынды жылжыта отырып өзендердегі көпірлердің арна тіректерін жобалау барысында (өлшенген тұнбалардың мөлшері 1 м³ ағынға 1 кг артық және ағыс жылдамдығы 2,5 м/с артық) қада-бағандардан немесе қада-қабаттардан дайындалған тіреулері бар тіректерді тұнбалардың қозғалу аймағында арнайы қорғанышпен қолдану керек (металл құрсау қабаттар, тозуға төзімді бетоннан және басқаларынан дайындалған). Массивті тіректер беттерін қосымша қорғаусыз қолданылуы мүмкін.

Аса суық айдың сыртқы ауасының орташа айлық температурасы минус 20 °С және одан төмен аудандарда орналасқан көпірлердің аралық бетон, темірбетон тіректердің беттері, сонымен қатар сыртқы ауаның орташа тәуліктік салқын температурасы кезінде ашылатын өзендердегі тіректер мұз кетудің ауыспалы деңгей аймағы шектерінде қапталуы тиіс. Бұл жағдайда қапталған блоктардың қалыңдығын, сонымен қатар биіктігін кемінде 40 см қабылдау керек. Қапталған блоктарды арматуралауды оларды тасымалдау және мұздың үзілу әсерін анкерлеу шарттары бойынша талап етілген жағдайда қолдану керек.

Ерітіндімен толтырылатын тік жіктердің енін $2,5 \pm 0,5$ см, ал көлденең жіктердің енін — $1 \pm 0,5$ см қабылдау керек.

7.6.14.3 Тиісті сападағы бетонды қапталған блоктар болмаған жағдайда техникалық-экономикалық негіздеме кезінде тіректер үшін сығылу беріктігі 59 МПа төмен емес, қатты мұз кетуде 98 МПа төмен емес табиғи суыққа төзімді тас қаптаманы қолдануға жол беріледі. Табиғи тастан қаптау конструкциясы оны индустриалды әдістермен дайындау мүмкіндігін қамтамасыз ететіндей болуы тиіс.

7.6.14.4 Темірбетон тіреулерін және тірек элементтерін беларқамен (қондырмамен) жалғауды қуыстардағы немесе саңылаулардағы арматура жеңсырықтарын тұтас құюды жүзеге асыруға жол беріледі. Бұл жағдайда стақан типті башмактардың қабырғалары бойлық және көлденең күштерге әсер ету есебімен арматуралануы тиіс.

Қуысқа немесе саңылауға кіргізілген арматура жеңсырықтарының ұзындығы шыбықтардың 20 диаметрінен кем болмауы тиіс, ал тіреудің немесе қадалардың бетонын ростверктерге немесе беларқаларға 5 см артық кіргізбеу керек.

7.6.14.5 Массивті тіректерде және ұстындарда қалыңдығы кемінде 0,4 м темірбетон қалпақшалар құрылғысын қарастыру керек.

Элемент учаскелеріне (беларқалар, қондырмалар және т.с.с.) аралық құрылыстардан қысым берілетін орындардағы оларға жергілікті сығуды (жапыруды) есептеу бойынша талап етілетін қосымша жанама арматурамен арматуралануы тиіс. Осы учаскелерде, сонымен қатар аралық құрылыстардың монолитті түйісулері астында және тіректердің қалпақшаларында түскен судың іркілуі мүмкін орындар болмауы тиіс.

Деформациялық жіктерді орналастыру орындарында тіректердегі бетонның жоғарғы қабатына су ағынын қамтамасыз ететін еңістерді (кемінде 1:10) беру керек.

Тіректердің қалпақшаларының және беларқалардың жоғарғы көлбеулігі оларды бетондаумен бір уақытта орындалуы тиіс.

7.6.14.6 Аралық құрылыстардың тірек бөліктерінен түсетін жүктеме массивті тіректердің жоғарғы бетіндегі еңістер болған кезде, ал темір жол көпірлері үшін — барлық жағдайларда темірбетонды фермаға арналған алаңдарға беру керек. Осы алаңдардың биіктігін тірек үстінде олардың жоғарғы шектерін кемінде 15 см көтеруді қамтамасыз ететіндей қабылдау керек.

Тірек бөліктерінің төменгі плиталарынан бастап фермаға арналған алаңдардың бүйір шеттеріне дейінгі немесе темірбетон элементтердің (беларқалар, қондырмалар және т.с.с.) бүйір шеттеріне дейінгі арақашықтықты кемінде 15 см қабылдау керек.

Фермаға арналған алаңдардың шеттерінен бастап қалпақшалардың шеттеріне дейінгі арақашықтықты аралық құрылыстардың ұштарын көтеру үшін домкраттарды орнату мүмкіндігін ескере отырып белгілеу және кемінде қабылдау керек, см:

а) көпірді бойлай:

- 15 бастап 30 м дейін аралықтар кезінде — 15;
- 30 бастап 100 м дейін аралықтар кезінде — 25;
- 100 м жоғары аралықтар кезінде — 35.

б) көпірге көлденең:

1) фермаға арналған алаңның бұрышынан бастап қалпақшаның жақын шетіне дейін қалпақшаның дөңгеленген пішіні кезінде — «а» көрсетілгеннен кем емес;

2) қалпақшаның тікбұрышты пішіні кезінде кем емес, см:

- плита аралық құрылыстар үшін — 20;
- тірек бөліктері кезіндегі плиталардан басқа барлық аралық құрылыстар үшін:
- резеңке-болатты — 20;
- жазық және тангенциалды — 30;
- катокты және секторлы — 50.

7.6.15 Конструкцияларды гидроокшаулау

7.6.15.1 Темір жол көпірлерінің және ұстындардың аралық құрылыстарының балласт астауларының барлық ішкі беттері, автожол көпірлеріндегі аралық құрылыстардың барлық ені (тротуарларды қосқанда), өтпелі плиталар, сонымен қатар ұстындардың, су

жүретін құбырлардың (науалардың) топырақ төгілетін беттері бетонның қорғалатын беттеріне судың кіруінің алдын алатын оқшаулағышпен қорғалуы тиіс.

7.6.15.2 Гидрооқшаулағыш барлық оқшауланатын беті бойынша су өткізбейтін; су-, био-, жылу-, суыққа- және химиялық төзімді; тегіс және бетонның оқшауланатын бетінде жобалау нормаларында қабылданған ашылатын жарықшақтардың түзілуі; бетонның тұрақты және уақытша жүктеме және ықтимал деформациялардың ұзақ әсерлері кезінде, ал құбырлар үшін - үйінді топырағының қысымы және судың гидростатикалық қысым болғанда берік болуы; жүк көтергіш арқан саңылауларының аражабын орындарында және балласт астауларының борттарымен, сонымен қатар су бұру және қоршау құрылғыларымен, деформациялық жік конструкцияларымен, тротуар блоктарымен, карниздермен, таяныштармен, бағандармен және т.с.с. қатар жүргенде герметикалы болуы тиіс.

7.6.15.3 Гидрооқшаулау конструкциясын және оның құрылғылары үшін қолданылатын материалдарды абсолюттік максималды тәуліктерден бастап орташа аса салқын тәуліктерге дейін құрылыс ауданындағы (ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 бойынша) сыртқы ауаның температура интервалында гидроқорғаныштың пайдалану сенімділігін қамтамасыз ету талаптарына сүйене отырып қабылдау керек.

Балласт астауларының және көпірлердің, ұстындардың, су жіберу құбырларының аралық құрылыстарының жүру бөлігін тағайындаған кезде құрылыс ауданындағы климаттық шарттардың басқа ерекшеліктерін ескеру керек.

Сәйкесінше негіздеме кезінде автожол көпірлерінің аралық құрылыстарына болат тормен арматураланған, суыққа төзімді гидрофобты бетоннан жасалған гидрооқшаулауды, темір жол көпірлеріне балласты емес жүру кезінде және агрессивті орта болмағанда бояуы тұрақты жабын түрінде орнатуға жол беріледі.

7.6.15.4 Тегістеу және қорғаныш қабатты ұсақ толтырғышты бетоннан орындау керек. Бетонның сығылу беріктігі бойынша класын В25 төмен емес көпірлер және В20 төмен емес құбырлар үшін қабылдау керек. Қорғаныш қабатты арматуралау керек.

Егер жүру төсемінің жол төсемесінің құрамында бетонды қорғаныш қабатын орындау қарастырылса, оны арматуралау керек. Қорғаныш қабатын арматуралау үшін тоқылған торларды қолдану ұсынылмайды.

7.6.15.5 7.6.15.2 және 7.6.15.3 талаптарына жауап беретін аралық құрылыстарды, көпір ұстындарын және су жіберу құбырларын гидрооқшаулаудың басқа түрлерін қолдануға жол беріледі.

8 БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАР

8.1 Жалпы талаптар

8.1.1 Болат аралық құрылыстарды, тіректерді және құбырларды есептік минималды температураның мәндеріне байланысты орындау түрі, °С, белгілеу керек:

- минус 40 дейін қоса алғанда – қарапайым орындау;
- минус 40 төмен минус 50 дейін қоса алғанда – солтүстік орындау.

8.1.2 Конструкцияның болат көпірлері элементтерінің қимасы олардың беріктігін, орнықтылығын, төзімділігін және деформациялануын есептеу шартынан оңтайлы болуы тиіс.

100 м астам аралықтармен болат көпірлерді жобалау барысында аралық құрылыстардың көлденең қималарын және жел ағынымен ағуды қамтамасыз ететін тосқауылды ұстап тұратын қоршау конструкцияларын қарастыру керек.

8.1.3 Болат көпір конструкциялардың элементтерінде қолданыстағы прокат сортаментін ескере отырып осы ережелер жинағының талаптарын қанағаттандыратын минималды қималар болуы тиіс. Торлы фермалардың элементтерінің құрама қималарын беріктігі және орнықтылығы бойынша есептеу барысында кернеу 5 % аспауы тиіс.

8.2 Материалдар мен жартылай дайын өнімдер

8.2.1 Қарапайым орындалудағы көпірлер және құбырлардың болат конструкцияларында келесіні қабылдау керек:

а) прокатты металл элементтері үшін - 47-кестеге сәйкес болат;

ЕСКЕРТПЕ Бұрандамалар, сомындар және тығырықтар үшін, сонымен қатар дәнекерлеусіз қосылыс элементтері үшін прокатты қоспағанда, қалың табакты, кең жолақты әмбебап, қалыпты, сұрыпты прокат, құбырларды және иілген профильдерді дәнекерлеу талаптарымен болаттан қабылдау керек.

б) аспалы, кермелі және алдын ала кернеуленген аралық құрылыстар:

- белгіленген сәйкесінше нормативтердің немесе жалпы арқанның үзілу күшінің техникалық шарттарының жартысына тең күшпен алдын ала керуге ұшыраған металл өзекшесі бар есілген болат арқандар (нормаларда сәйкесінше мәндер болмаған кезде — есілген арқанның агрегаттық беріктігінің жартысы): жабық спиральды диаметрі 30 бастап 70 мм дейін [3] бойынша; МСТ 3064 бойынша дөңгелек мырышталған сымнан жалаң есілген ЖС тобы бойынша диаметрі 2,6 мм одан жоғары сымдар;

- [4] бойынша параллель төселген мырышталған сымдардан жасалған байламдар және арқандар;

в) гофрленген металл құбырлар үшін — [5] бойынша 15сп маркалы болаттан дайындалған табакты ирек профильдер;

г) құйылған бөліктер үшін — 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ маркалы МСТ 977 бойынша және 35ХН2МЛ маркалы [6] бойынша III топты құймалар;

д) топсалар, катоктар, бұрандама-топсалар, және каток астындағы төсеме табактар — шыңдалған темірлер үшін: Ст5сп2-III маркалы МСТ 535 және МСТ 14637 бойынша болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 275; МСТ 1050 бойынша 35-а-Т маркалы болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 315; МСТ 4543 бойынша 30Г-2-Т маркалы болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 315; МСТ 4543 бойынша 35Г-2-Т маркалы болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 345; МСТ 4543 бойынша 40ХН2МА-2-2-Т маркалы болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 785; МСТ 5632 бойынша 40Х13 маркалы болаттан дайындалған Гр. IV-КП 1200; қалтқысы бар МСТ 19281 бойынша 265-III-09Г2С маркалы болаттан дайындалған МСТ 8479 бойынша Гр. IV-КП 245, МСТ 5632 бойынша 40Х13 маркалы болатқа қойылатын талаптарды қанағаттандырады;

47-кесте – Дәнекерлеу аралық құрылыстың, тіректердің және эксплуатациялық жайластырудың көтергіш элементтер болаты

Орындау түрі	Зауыт және монтаждау қосылыстарда қолдану кезінде дәнекерлеу аралық құрылыстың, тіректердің және эксплуатациялық жайластырудың көтергіш элементтер болаты									
	табақ прокатынан дайындалған элементтердегі тік қалыпта автоматпен орындалатын дәнекерленетін түйіспе жіктер				басқа дәнекерлеу жіктері және жоғары төзімді бұрандамалар					
	прокат қалыңдығы, мм	болат маркасы	нормативтік құжат		прокат түрі	болат маркасы	нормативтік құжат		прокат қалыңдығы, мм	
атауы			қосымша талаптар	атауы			қосымша талаптар			
Қарапайым	8-50	15XCHД-2	МСТ 6713	1- кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт	Кез келген	16Д	МСТ 6713	-	20 қоса алғанда	
					Табақ	15XCHД	МСТ 6713	1-кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт	8-15	
	15XCHД-2	МСТ 6713	16-50							
	10XCHД	МСТ 6713	8-15							
	10XCHД-2	МСТ 6713	16-40							
	15XCHДА	[2]	-			8-50				
	10XCHДА	[2]	-			8-50				
	4-50	390-14Г2АФД-14*	МСТ 19281		1.4-т. бойынша*	390-14Г2АФД-13	МСТ 19281	1.4-т. бойынша*	4-50	
				390-15Г2АФДпс-13		МСТ 19281	4-32			
	4-32	390-15Г2АФДпс-14*	МСТ 19281	Қалыпты		15XCHД	МСТ 6713	1-кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт	8-32	
						10XCHД	МСТ 6713		8-15	
				Сортты, құбырлар		09Г2С-12	МСТ 19281	-	8-25	
						09Г2СД-12	МСТ 19281	-	8-25	
Солтүстік	8-50	15XCHД-3	МСТ 6713	1-кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт		Табақ	15XCHД-2	МСТ 6713	1-кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт	8-50
							10XCHД-2	МСТ 6713		8-40
	8-40	10XCHД-3	МСТ 6713		390-14Г2АФД-14		МСТ 19281	1.4-т. бойынша*	4-50	
					390-15Г2АФДпс-14		МСТ 19281		4-32	
	4-50	390-14Г2АФД-15	МСТ 19281	1.4-т. бойынша*	Қалыпты	15XCHД-2**	МСТ 6713	1-кестеге берілген 3-ескертпе бойынша*, 2.2.7, 2.2.9-тт	8-32	
						10XCHД-2**	МСТ 6713		8-15	
	4-32	390-15Г2АФДпс-15	МСТ 19281		Сортты, құбырлар	09Г2С-14**	МСТ 19281	-	8-25	
						09Г2СД-14**	МСТ 19281	-	8-25	

* МСТ 19281 бойынша 14Г2АФД және 15Г2АФДпс маркалы болаттарды тек автожол, қала және жаяу жүргінші көпірлерінде қолдануға жол беріледі.

** Көпірлерде МСТ 8509 және МСТ 8510 бойынша термоөңдеуден өткізілмеген – І дәрежелі прокатты – МСТ 6713 бойынша бұрыштарды қолдануға жол беріледі.

Солтүстік орындалудағы автожол, қала және жаяу жүргінші көпірлерінің конструкцияларында сәйкесінше минус 60 °С және минус 70 °С температура кезінде соққы тұтқырлық бойынша талаптарды орындау шарты кезінде термоөңдеуден өткізілмеген қос таврды, таврларды және швеллерді қолдануға жол беріледі.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

е) МСТ 22353 бойынша беріктігі жоғары бұрандамалар, МСТ 22354 бойынша беріктігі жоғары сомындар, МСТ 22356 талаптарына сәйкес дайындалған МСТ 22355 бойынша беріктігі жоғары бұрандамалардың тығырықтары;

ж) конструкцияларды дәнекерлеу үшін — ҚР ЕЖ 5.04-01 қарастырылған дәнекерлеу материалдары;

к) көпір төсемінің, таяныштардың және тексеру керек-жарақтардың элементтерін қосу үшін — МСТ 1759.4 бойынша 4.6 беріктік класы МСТ 7798 бойынша болат бұрандамалар және МСТ 1759.5 бойынша 4 және 5 беріктік класы МСТ 5915 бойынша сомындар (бұрандамалар және сомындар — тек қолайлы болаттан), сонымен қатар арнайы техникалық шарттар бойынша МСТ 535 бойынша Ст3сп4 маркалы бұрандамалар және сомындар;

л) тірек бөліктерін аралық құрылыстарға және қалған тіректерге бекіту үшін — МСТ 7798 бойынша болат бұрандамалар және МСТ 19281 бойынша 09Г2, 295-III 09Г2-4 және 295-III 09Г2С-4 маркалы болаттан дайындалған МСТ 5915 бойынша сомындар, арнайы техникалық шарттар бойынша МСТ 4543 бойынша 40Х маркалы;

м) бетон тіректеріне және іргетастарына тірек бөліктерін бекіту үшін — іргетасты (анкерлі) бұрандамалар МСТ 24379.0 және МСТ 24379 бойынша. МСТ 1050 бойынша 20-г-Т маркалы және МСТ 19281 бойынша 295-III 09Г2С-4 маркалы болаттан дайындалған 1, сонымен қатар МСТ 4543 бойынша 40Х маркалы болат, арнайы техникалық шарттар бойынша дайындалған; МСТ 5915 бойынша бұрандамалардың диаметрі кемінде 48 мм және МСТ 10605 бойынша — бұрандамалардың диаметрі 48 мм жоғары сомындар; МСТ 1759.5 бойынша 4 және 5 беріктік класы (тек қолайлы болат), сонымен қатар болат МСТ 1759.5 бойынша 20-г-Т маркалы, беріктік класы 6 (тек қолайлы болат) — 295-III 09Г2С-4 маркалы болаттан жасалған бұрандамалар үшін, МСТ 1759.5 бойынша беріктік класы 10 және 12 болат — 40Х маркалы болаттан жасалған бұрандамалар;

н) анкерлердегі болат арқандардың ұштарын бітеу үшін — ЦАМ 9-1,5Л маркалы МСТ 21437 бойынша қорытпа;

п) болат арқанды анкер бөлшектері үшін — 295-III 09Г2С-4 маркалы МСТ 19281 бойынша болат, сонымен қатар қалыпты күйдегі 20-б-Т және 45-б-Т маркалы МСТ 1050 бойынша болат;

р) болат арқандар арасындағы, сонымен қатар арқандар және анкер бөлшектері, қайтару құрылғылары, қысқыштар, аспа қамыттары және басқа элементтер арасындағы аратөсемдер үшін — МСТ 21631 бойынша табақтар немесе МСТ 13726 бойынша қалыңдығы кемінде 1 мм АД және АД1 маркалы МСТ 4784 бойынша алюминийден жасалған баулар;

ЕСКЕРТПЕ 1 Тротуарлардың және қарау керек-жарақтарының көтергіш дәнекерлеу элементтері (консольдер және тротуар арқалықтары, тіректер және таяныш тұтқыштары, баспалдақ арқалықтары, өтпелі алаңдар, тексеру арбалары және көтеру бесіктері), сонымен қатар көпір төсемінің элементтері үшін Ст3сп5 маркалы болатты қолдануға жол беріледі, ал дәнекерлеусіз қосылыстардың аталған элементтері үшін — Ст3сп4 маркалы МСТ 535 және МСТ 14637 бойынша болаттар. Прокаттың қалыңдығы 10 мм дейін осы дәрежедегі жартылай қолайлы болатты қолдануға жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ 2 Таяныштарда және тексеру керек-жарақтарында 70 мм және одан кіші сәресі бар бұрыштарды Ст3пс2 маркалы МСТ 535 бойынша болаттан қолдануға жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ 3 Тірек бөліктердің қаптары (қаптамалары) үшін Ст0 маркалы МСТ 14637 бойынша болатты қолдануға жол беріледі.

ЕСКЕРТПЕ 4 Жарамсыз аратөсемдер және таяныштарды толтыру элементтері үшін Ст3кп2 маркалы МСТ 535 және МСТ 14637 бойынша болаттарды, тексеру жүрістерінің төсемдері және керек-жарақтар үшін Ст3пс2 маркалы МСТ 14637 бойынша болатты қолдануға жол беріледі.

8.2.2 Солтүстік орындалатын көпірлер мен құбырлардың болат конструкцияларында келесілерді қолдану керек:

а) 8.2.1 а, б, г-ж, н-р көрсетілген материалдар және жартылай дайындалған өнімдер;

б) металл гофрленген құбырлар үшін – [5] бойынша 09Г2Д маркалы болаттан дайындалған ирек табақты профильдер;

в) көпір төсемінің элементтерін, таяныштарды және тексеру керек-жарақтарын біріктіру үшін – МСТ 1759.4 бойынша 4,6 беріктік класы (6.2 және 6.6-тт. сынаулар бойынша) диаметрі кемінде 22 мм МСТ 7798 бойынша болат бұрандамалар және диаметрі 22 мм және одан жоғары арнайы техникалық шарттары бойынша [7] бойынша 09Г2 маркалы болаттан дайындалған бұрандамалар; 4 беріктік класты МСТ 5915 бойынша және 5 беріктік класты МСТ 1759.5 бойынша сомындар (бұрандамалар және сомындар – тек қолайлы болаттан жасалған);

г) аралық құрылыстарға және болат тіректерге жүргізілген тірек бөліктерді бекіту үшін – МСТ 7798 бойынша болат бұрандамалар және арнайы техникалық шарттар бойынша [7] бойынша 09Г2 маркалы, МСТ 19281 бойынша 295-III 09Г2-6 және 295-III 09Г2С-6 маркалы, МСТ 4543 бойынша 40Х маркалы болаттардан дайындалған МСТ 5915 бойынша сомындар.

д) тірек бөліктерді бетон тіректеріне және іргетастарға бекіту үшін – МСТ 19281 бойынша 295-III 09Г2-6 және 295-III 09Г2С-6 маркалы болаттардан дайындалған, сонымен қатар [7] бойынша 09Г2 маркалы және арнайы техникалық шарттармен МСТ 4543 бойынша 40Х маркалы болаттардан дайындалған МСТ 24379.0 және МСТ 24379.1 бойынша іргетасты (анкерлі) бұрандамалар; бұрандамалар диаметрі кемінде 48 мм МСТ 5915 бойынша және бұрандамалар диаметрі 48 мм асатын МСТ 10605 бойынша сомындар – МСТ 1759.5 бойынша беріктік класы 6 (тек қолайлы болаттан) – 09Г2-8, 09Г2С-8, 09Г2 маркалы болаттан дайындалған бұрандамалар үшін, МСТ 1759.5 бойынша беріктік класы 10 және 12 – 40Х маркалы болаттан дайындалған бұрандамалар.

ЕСКЕРТПЕ 1 8.2.1 берілген 3 және 4-ескертпелер солтүстікте орындалатын көпір конструкцияларына таратылады;

ЕСКЕРТПЕ 2 Тротуарлардың, тексеру керек-жарақтарының көтергіш элементтер және көпір төсемінің элементтері үшін МСТ 19281 бойынша 345-10Г2СІД-4, 345-10Г2СІ-4, 325-09Г2СД-4, 325-09Г2С-4, 295-09Г2Д-4, 295-09Г2-4 және 325-14Г2-4 маркалы болатты қолдануға жол беріледі. Бұл жағдайда дөңгелек құбырларды шектеусіз қолдануға, ал тікбұрышты құбырларды – динамикалық жүктемені қабылдайтын төменгі легирленген болаттан жасалған конструкциялар үшін радиусқа иілгіш ҚР ҚНЖЕ 5.04-18 талаптарын сақтай отырып қолдануға жол беріледі.

Құбырлардың металының механикалық қасиеттері жобада көрсетілуі және конструкцияны дайындаушы зауытпен қамтамасыз етілуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ 3 Тротуарлар және тексеру керек-жарақтарының қоршау элементтері үшін МСТ 535 бойынша Ст3пс2 маркалы болаттан дайындалған сөресі 70 мм және одан төмен бұрыштарды қолдануға жол беріледі.

8.3 Материалдар мен қосылыстардың есептік сипаттамалары

8.3.1 Кернеулі күйдің әртүрлері үшін прокатың есептік кедергілерін 48-кестеде берілген формулалар бойынша анықтау керек.

48-кесте - Прокаттың есептік кедергілері

Кернеулі күй	Прокаттың есептік кедергісін анықтауға арналған формула
Созу, сығу және иілу: аққыштық шегі бойынша уақытша кедергі бойынша	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Жылжыту	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Шетжақ бетінің майысуы (дәлдеу болмаған кезде)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Тығыз жанасқан кезде цилиндр топсалардағы (цапфалар) жергілікті майысуы	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Катоктарды диаметрлі сығу (шектеулі жылжығышы бар конструкцияларда еркін жанасу кезінде)	$R_{un} \leq 600$ МПа кезінде $R_{cd} = 0,25 R_{un} / \gamma_m$; $R_{un} > 600$ МПа кезінде $R_{cd} = [0,042 \cdot 10^{-6} (R_{un} - 600)^2 + 0,025] R_{un} / \gamma_m$
Прокаттың қалыңдығы бағытына созу t , t кезінде 60 мм дейін	$R_{th} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер: γ_m — прокат материалы бойынша сенімділік коэффициенті; R_{yn} және R_{un} — аққыштық шегінің және болат стандартында белгіленген уақытша кедергінің минималды мәндеріне тең прокаттың нормативтік кедергілері.	

8.3.2 МСТ 6713 бойынша болаттардан, МСТ 19281, [2] бойынша 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс маркалы болаттардан және МСТ 5632 бойынша 40Х13 маркалы болаттардан дайындалған прокаттың нормативтік және есептік кедергілерін 49-кесте бойынша, прокат материалы бойынша сенімділік коэффициентін 50-кесте бойынша қабылдау керек.

49-кесте - Прокаттың нормативтік және есептік кедергілері

Болаттың маркасы	Стандарт атауы	Прокат	Прокаттың қалыңдығы*, мм	Нормативтік кедергі**, МПа		Есептік кедергі***, МПа	
				аққыштық шегі бойынша R_{yk}	уақытша кедергі бойынша R_{yk}	аққыштық шегі бойынша R_y	уақытша кедергі бойынша R_{yk}
16Д	МСТ 6713	Кез келген	До 20	235	370	215	340
16Д	МСТ 6713	Кез келген	21–40	225	370	205	340
16Д	МСТ 6713	Кез келген	41–60	215	370	195	340
15ХСНД	МСТ 6713	Кез келген	8–32	340	490	295	415
15ХСНД	МСТ 6713	Табақ	33–50	330	470	285	400
10ХСНД	МСТ 6713	Кез келген	8–15	390	530	350	470
10ХСНД	МСТ 6713	Табақ	16–32	390	530	350	470
10ХСНД	МСТ 6713	»	33–40	390	510	350	450
15ХСНДА	[2]	»	До 32	345	490	295	415
15ХСНДА	[2]	»	33–50	335	470	290	400
10ХСНДА	[2]	»	8–32	390	530	350	470
10ХСНДА	[2]	»	33–50	390	510	350	450
390-15Г2АФДпс	МСТ 19281	»	4–32	390	540	355	490
390-14Г2АФД	МСТ 19281	»	4–50	390	540	355	490
09Г2С, 09Г2СД	МСТ 19281	Кез келген	До 20	325	450	295	410
09Г2С, 09Г2СД	МСТ 19281	Кез келген	20–60	265	430	240	390
40Х13	МСТ 5632	Дөңгелек	До 250	1200	1540	1050	1365
<p>* Фасонды прокаттың қалыңдығы үшін сөре қалыңдығын қабылдау керек.</p> <p>** Нормативтік кедергілер үшін МСТ 6713, МСТ 19281 және [2] берілген аққыштық шегінің және уақытша кедергінің минималды мәндері қабылданды.</p> <p>*** Есептік кедергілердің мәндері нормативтік кедергілерді 50-кесте бойынша анықталатын материал бойынша сенімділік коэффициентіне бөлу арқылы алынды.</p>							

МСТ 535, МСТ 14637 және МСТ 19281 бойынша прокаттың есептік кедергілерін 50-кесте бойынша γ_m материалының сенімділік коэффициентіне бөлінген осы стандарттарда көрсетілген аққыштық шегіне тең деп қабылдау керек.

50-кесте - Прокат материалы бойынша сенімділік коэффициенті

Нормативтің атауы	Болаттың маркасы	γ_m материалы бойынша сенімділік коэффициенті
МСТ 6713	16Д	1,09
	15ХСНД	1,165
	10ХСНД	1,125
[2]	15ХСНДА	1,165
	10ХСНДА	1,125
МСТ 19281	09Г2Д, 09Г2СД, 15ХСНД, 10ХСНД, 09Г2С, 14Г2АФД, 15Г2АФДпс	1,10
МСТ 535 және МСТ 14637	Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп	1,05

8.3.3 Көміртекті және легирленген болаттан дайындалған құймалардың есептік кедергілерін 51-кесте бойынша, ал көміртекті және легирленген болаттан дайындалған шыңдалған темірлерді 52-кесте бойынша қабылдау керек.

8.3.4 Әртүрлі қосылыс түрлері және кенеуленген күйлер үшін дәнекерлеу қосылыстарының есептік кедергілерін 53-кестеде берілген формулалар бойынша анықтау керек.

51-кесте – Құймалардың есептік кедергілері

Кернеуленген күйі	Белгіленуі	Құймалардың есептік кедергілері, МПа, маркалы болаттар						
		25Л	30Л	35Л	20ГЛ	20ФЛ	35ХН2МЛ	35ГЛ
Созу, сығу және иілу	R_y	175	190	205	205	220	400	220
Жылжыту	R_s	105	115	125	125	130	240	130
Шетжақ бетінің майысуы (дәлдеу болмаған кезде)	R_p	265	300	315	345	315	440	345
Тығыз жанасқан кезде цилиндр топсалардағы (цапфалар) жергілікті майысуы	R_{lp}	125	145	155	170	155	222	170
Катоктарды диаметрлі сығу (шектеулі жылжығышы бар конструкцияларда еркін жанасу кезінде)	R_{cd}	7	7,5	8	9	8	11	9

52-кесте – Шыңдалған темірлердің есептік кедергілері

Кернеулі күйі	Белгіленуі	Шыңдалған темірдің есептік кедергісі, МПа, IV топ беріктік дәрежесі (болат маркасы) кезінде							
		КП275 (Ст5сп2)	КП245 (20-а-Г)	КП315 (35-а-Г)	КП345 (45-а-Г)	КП315 (30Г-2-Г)	КП345 (35Г-2-Г)	КП785 (40XH2МА- 2-2-Г)	КП1200 (40X13)
Созу, сығу және иілу	R_y	215	205	260	290	260	280	605	1050
Жылжыту	R_s	120	115	145	165	145	160	350	610
Шетжақ бетінің майысуы (дәлдеу болмаған кезде)	R_p	325	310	395	435	395	420	905	1365
Тығыз жанасқан кезде цилиндр топсалардағы (цапфалар) жергілікті майысуы	R_{lp}	160	150	195	215	195	205	450	685
Катоктарды диаметрлі сығу (шектеулі жылжығышы бар конструкцияларда еркін жанасу кезінде)	R_{cd}	8	7,5	10	11	10	10	23	85

53-кесте - Дәнекерлеу қосылыстарының есептік кедергілері

Дәнекерлеу қосылысы	Кернеулі күйі	Дәнекерлеу қосылысының есептік кедергісін анықтауға арналған формула
Түйіспелі	Жіктердің сапасын физикалық бақылау арқылы автоматты немесе қолмен дәнекерлеу кезіндегі сығу, созу және иілу: - аққыштық шегі бойынша - уақытша кедергі бойынша Жылжыту	$R_{wy} = R_y$ $R_{wu} = R_u$ $R_{ws} = R_s$
Бұрыштық жіктерімен	Кесу (шартты): - металл жігі бойынша - металды қорыту шегі бойынша	$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$ $R_{wz} = 0,45 R_{un}$
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 Қолмен дәнекерлеумен орындайтын жіктер үшін R_{wun} мәнін МСТ 9467 көрсетілген металл жігінің үзілуінің уақытша кедергісінің тең мәндерімен қабылдау керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Автоматты немесе жартылай автоматты дәнекерлеумен орындалатын жіктер үшін R_{wun} мәнін ҚР ҚНЖЕ 5.04-23 бойынша қабылдау керек.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 3 γ_{wm} жік материалы бойынша сенімділік коэффициентінің мәндерін 1,25 тең деп қабылдау керек.</p>		

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Бұл жағдайда әртүрлі есептік кедергілері бар элементтердің түйіспелі қосылыстарының есептік кедергілерін есептік кедергілердің ең кіші мәні бар болаттан жасалған түйіспелі қосылыстарға арналған сияқты қабылдау керек.

Бұрыштық жіктері бар металдың дәнекерлеу қосылыстардың есептік кедергілерін ҚР ҚНЖЕ 5.04-23 бойынша қабылдау керек.

8.3.5 Бір бұрандамалы қосылыстардың есептік кедергілерін 54-кестеде берілген формулалар бойынша анықтау керек.

54-кесте - Бір бұрандамалы қосылыстардың есептік кедергілері

Кернеулі күйі	Бір бұрандамалы қосылыстардың есептік кедергілері		
	беріктік класы немесе болаттың маркасы кезінде бұрандамаларды кесу және созу		440 Мпа дейінгі аққыштықтың нормативтік шегімен болаттан дайындалған жалғанатын элементтерді майыстыру
	4.6, Ст3сп4, 09Г2, 295-09Г2-4, 295-09Г2-6, 325-09Г2С-4, 325-09Г2С-6	40Х	
Кесу	$R_{bs} = 0,38R_{bun}$	$R_{bs} = 0,4 R_{bun}$	—
Созу	$R_{bt} = 0,42R_{bun}$	$R_{bt} = 0,5R_{bun}$	—
Майыстыру:			
а) А дәлдік класты бұрандамалар	—	—	$R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$
б) В және С дәлдік класты бұрандамалар	—	—	$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$

Бұрандамаларды кесу және созудың есептік кедергілерін 55-кесте бойынша қабылдау керек. Бұрандамалармен жалғанатын элементтерді майыстырудың есептік кедергілерін ҚР ҚНЖЕ 5.04-23 бойынша анықтау керек.

55-кесте - Бұрандамалардың есептік кедергілері

Кернеулі күйі	Белгіленуі	Беріктік класы немесе болат маркасы кезінде бұрандамалардың есептік кедергісі, МПа				
		4.6	Ст3сп4	09Г2; 295-09Г2-4; 295-09Г2-6	325-09Г2С-4; 325-09Г2С-6	40Х
Кесу	R_{bs}	145	140	165	175	395
Созу	R_{bt}	160	155	185	195	495

8.3.6 Іргетас (анкерлі) R_{ba} бұрандамаларын созудың есептік кедергісін келесі формула бойынша анықтау керек

$$R_{ba} = 0,4R_{un}, \quad (148)$$

Іргетас (анкерлі) R_{ba} бұрандамаларын созудың есептік кедергісін 56-кесте бойынша қабылдау керек.

56-кесте - Іргетас (анкерлі) бұрандамаларын созудың есептік кедергісі

Бұрандамалардың диаметрі d , мм	Маркалы болаттан дайындалған іргетас (анкерлі) бұрандамаларын созудың есептік кедергісі, МПа			
	20	09Г2; 295-09Г2-6	325-09Г2С-6	40Х
12–20	160	175	185	—
16–27	—	—	—	430
21–32	160	175	180	—
30	—	—	—	370
36	—	—	—	295
33–60	160	—	180	—
42	—	—	—	255
48	—	—	—	235
61–80	160	—	175	—
81–100	160	—	170	—
101–160	160	—	170	—
161–250	160	—	—	—

8.3.7 ЦАМ 9-1,5Л корытпа үшін кесудің есептік кедергісін 50 МПа тең деп қабылдау керек.

8.3.8 МСТ 22353 және МСТ 22356 бойынша жоғары төзімді бұрандамаларды созудың есептік кедергісін R_{bh} келесі формула бойынша анықтау керек

$$R_{bh} = 0,7R_{bun}, \quad (149)$$

мұндағы R_{bun} — МСТ 22356 бойынша жоғары төзімді бұрандамалардың үзілуге ең кіші уақытша кедергісі.

8.3.9 Жоғары төзімді бұрандамалардың фрикциялық қосылыстарындағы бөлшектердің жанасу беттері бойынша үйкеліс μ коэффициентінің мәнін 57-кесте бойынша қабылдау керек.

Түйіспелі беттерді өңдеу тәсілі КМ сызбаларында көрсетілуі тиіс.

57-кесте – Фрикциялық қосылыстардағы үйкеліс коэффициенттердің мәні

Фрикциялық қосылыстардағы түйіспелі бетті өңдеу тәсілі	Үйкеліс коэффициенті μ
1 Құм шашырату немесе ұсақтау арқылы екі бетін кварцты құммен немесе кейінгі консервациясыз ұнтақтау	0,58
2 Бір бетін полимерлі желіммен конверциялау арқылы кварцты құммен немесе ұнтақтау және екінші бетін консервациясыз болат щеткалармен карборундты ұнтақты себу арқылы өңдеу	0,50
3 Консервациясыз екі бетін газ жалынымен	0,42
4 Консервациясыз екі бетін болат щеткалармен	0,35
5 Кейінгі консервациясыз екі бетін ұнтақтағыш бөлшектермен	0,38
6 Екі бетін шайбаның ауданынан кем емес ауданды саңылауға жақын сақина аймақтарында газ жалынды қыздыру арқылы (250–300 °С температураға дейін) ұнтақтағыш бөлшектермен	0,61

8.3.10 Параллель төселген сымдардан дайындалған байламдарда және арқандарда қолданылатын жоғары төзімді болат сымды созудың есептік кедергісін R_{dh} , МПа, келесі формула бойынша анықтау керек

$$R_{dh} = 0,63R_{un}, \quad (150)$$

мұндағы R_{un} — үзілу сымдарының ең аз уақытша кедергісі, МПа, (сандарттар немесе техникалық шарттар бойынша).

8.3.11 Металл өзекшесі бар есілген болат арқанның есептік кедергісін анықтау барысында арқанның жалпы үзілу күшінің стандартпен немесе арқанның техникалық шарттарымен белгіленген мәндері (ал қолданыстағы нормативтерде ол болмаған жағдайда — есілген арқанның агрегаттық беріктігінің мәні) және 1,6 тең сенімділік γ_m коэффициенті ескеріледі.

8.3.12 Прокат болаттың, болат табақтың, параллель жүргізілген сымдардан дайындалған байламдар мен арқандардың серпімділік модулін немесе жылжыту модулін 58-кесте бойынша қабылдау керек.

58-кесте – Серпімділік және жылжыту модульдері

Жартылай дайын өнімдер	E серпімділік модулі немесе G жылжыту модулі, МПа
Прокатты болат және болат құйма	$E = 2,06 \cdot 10^5$
Прокатты болат және болат құйма	$G = 0,78 \cdot 10^5$
Параллель салынған мырышталған сымдардан дайындалған байламдар және арқандар	$E = 2,01 \cdot 10^5$

Жалпы арқанның үзілу күшінің жартысына тең күшпен алдын ала тартылуға ұшыраған металл өзекшесі бар мырышталған есілген болат арқандардың серпімділік модулін 59-кесте бойынша қабылдау керек.

59-кесте - Металл өзекшесі бар мырышталған есілген болат арқандардың серпімділік модулі

Арқан	Есу еселігі	E серпімділік модулі, МПа
МСТ 3064 бойынша жалаң есілген арқан және [3] бойынша жабық көтергіштер	6	$1,18 \cdot 10^5$
	8	$1,45 \cdot 10^5$
	10	$1,61 \cdot 10^5$
	11	$1,65 \cdot 10^5$
	12	$1,70 \cdot 10^5$
	14	$1,75 \cdot 10^5$
	16	$1,77 \cdot 10^5$

8.3.13 Болат конструкцияларды және көпірлердің қосылыстарын есептеу барысында келесілерді ескеру керек:

- $\gamma_n=1,0$ тең болып қабылданатын γ_n арналуы бойынша сенімділік коэффициенті;
- есептік кедергілерді R_u қолдану арқылы беріктігі бойынша есептелетін конструкция элементтері үшін $\gamma_u = 1,3$ сенімділік коэффициенті;

- 60 және 81-кестелері бойынша қабылданатын, ал бұру құрылғыларындағы, қамыттардағы, тартпаларда, сыққыштардағы және анкерлердегі иілу аймағындағы арқандар үшін — Р қосымшасына сәйкес жұмыс шартының m коэффициенті.

**60-кесте – Болат конструкциялардың және олардың қосылыстарының
коэффициенттері**

Қолдану саласы	Жұмыс шартының коэффициенті m
1 Пайдалану жүктемесін есептеу кезіндегі темір жол және жаяу жүргінші көпірлерінің аралық құрылыстарындағы және тіректеріндегі элементтер және олардың қосылыстары	0,9
2 Дайындау, тасымалдау және монтаждау барысында туындайтын жүктемелерді есептеу кезіндегі темір жол және жаяу жүргінші көпірлерінің аралық құрылыстарындағы және тіректеріндегі элементтер және олардың қосылыстары	1,0
3 Пайдалану жүктемесін, сонымен қатар дайындау, тасымалдау және монтаждау барысында туындайтын жүктемелерді есептеу кезіндегі автожол және қала көпірлерінің аралық құрылыстарындағы және тіректеріндегі элементтер және олардың қосылыстары	1,0
4 Кермелі және аспалы көпірлердегі көтергіш элементтердің иілгіш арқандары	0,8
5 Алдын ала тартылған конструкциялардың кернеуленген элементтерінің арқандары	0,9
6 Бір сөреге (немесе қабырғаға) бекітілген жеке профильдерден тұратын созылған және сығылған элементтер: - кіші сөреге бекітілген тең сөрелі емес бұрыш - сол сияқты, үлкен сөреге бекітілген - тең сөрелі бұрыш - қабырғаға бекітілген прокатты немесе құрама швеллер, немесе сөреге бекітілген тавр	0,7 0,8 0,75 0,9
ЕСКЕРТПЕ 1 Сәйкесінше жағдайларда 1–3 поз. бойынша жұмыс шартының коэффициент мәндері 4–6 поз. бойынша коэффициентпен бірге қолданылады.	
ЕСКЕРТПЕ 2 Осы бөлімшеде айтылмаған жағдайларда формулаларда $m = 1,0$ қабылдау керек.	

8.4 Болат конструкцияларды есептеу

8.4.1 Жалпы ережелер

8.4.1.1 Конструкцияның есептік схемасын оның жобалық геометриялық схемасына сәйкес қабылдау керек, бұл жағдайда құрылыс көтерілімі және жүктемедегі деформация әдеттегідей ескерілмейді.

Элементтердегі күш және болат көпір конструкцияларын жылжыту брутто қималарымен олардың жұмыс істеу шарттарында анықталады.

Конструкция элементтерінің жылжуымен туындаған геометриялық сызықтық еместі жүйелерді есептеу кезінде ескеру керек, олардағы оны есепке алу күштердің өзгеруін және 5 % астам жылжуын тудырады.

Геометриялық сызықтық еместі ескере отырып есептеулерді орындау барысында жүйенің жалпы деформацияларына (әсерді қадағалайтын) байланысты күштердің әрекет ету бағытындағы өзгертулерді анықтау керек.

Конструкция элементтеріндегі күштерді анықтау барысында жоғары төзімді бұрандамалардағы дәнекерлеу және фрикциялық қосылыстарды бейімді емес ретінде қарастыру керек.

Металл өзекшелері бар есілген арқандардан дайындалған иілгіш көтергіш элементтері бар кermелі және аспалы көпірлерді есептеу кезінде — 8.2.1 сәйкес алдын ала керілген жалаң қабатты есілген және жабық көтергіштер, — 8.4.3.2 және 8.4.3.3 талаптарына сәйкес олардың бойлық және көлденең жылжығыштығын ескеру керек.

8.4.1.2 Торлы фермалардың тораптарындағы элементтердің қатты қосылыстарын топсалы деп есептеу кезінде қабылдауға жол беріледі, мұндай жол берулер кезінде конструкция өзінің өзгермеуін сақтайды, бұл жағдайда негізгі фермалар үшін қиманың биіктігінің элементтердің ұзындығына қатынасы әдеттегідей 1:15 аспауы тиіс.

Фермалардың белдеуіндегі аспалардың деформациясынан түсетін қосымша кернеулерді қиманың биіктігінің белдеу элементінің ұзындығына қатынасына тәуелсіз ескеру керек.

Торлы фермалардағы тораптардың қаттылығын есепке алуды жуық әдістермен жүзеге асыруға жол беріледі, бұл кезде топсалы есептік схема бойынша осьтік күштерді анықтауға жол беріледі.

8.4.1.3 Аралық құрылыстардың элементінің осі үшін оның қимасының ауырлық ортасын жалғайтын сызықтар қабылданады. Қиманың ауырлық ортасының орнын анықтау кезінде оны бұрандама қосылыстарының саңылауларымен әлсірету ескерілмейді, ал перфорацияны әлсірету ескеріледі және элементтің барлық ұзындығы бойынша қабылданады. Элемент осьтерін жылжыту кезінде тораптардың ортасын жалғап тұрған сызыққа қатысты өтпелі фермаларда эксцентриситетті ескеру керек, егер ол келесілерден асатын болса:

- 1,5 % қима биіктігі — П-тәрізді, қорапты, екі швеллерлі және қос тавр элементтер үшін;

- 0,7 % қима биіктігі — тавр және Н-тәрізді элементтер үшін.

Элементтердің осьтерінен жылжитын иілу моменттері тораптағы барлық түйісетін элементтер арасында олардың қаттылығына пропорционалды және ұзындығына кері пропорционалды таратылады. Бұл жағдайда әрбір иілу моментін негізгі есептік схемадағы осы элементтегі максималды күш мәніне эксцентриситет туындысын тең деп қабылдау керек.

Уатқышқа жақын тәуекелдер бойынша орталықтандырылған бұрандама қосылыстары бар бұрыштардан жасалған байланыс элементтерінде туындаған эксцентриситетті ескермеуге жол беріледі.

8.4.1.4 Аралық ұзындығының 4 астам еніне қатынасы кезінде қатты көлденең байланыстармен біріктірілген тұтас негізгі аркалықтары бар көп блокты аралық құрылыстардың элементтеріндегі уақытша жүктемені таратуды жұқа қабырғалы

шыбықтардың теориясы бойынша анықтауға жол беріледі, бұл жағдайда көлденең қиманың контурының деформацияланбайтындығы туралы гипотезаны қабылдау керек. Басқа жағдайларда көлденең қиманың контурының деформациясын ескеру керек.

8.4.1.5 Жобалау барысында аралық құрылыстардың, блоктардың, дайындау, тасымалдау және монтаждау кезінде туындаған жүктемелер әсерінен, пайдалану жүктемелерінің әсерінен жеке элементтердің, олардың бөліктерінің, бөлшектерінің және қосылыстарының кеңістіктегі өзгермеуін, беріктігін, жалпы және жергілікті орнықтылығын және төзімділігін қамтамасыз ету керек.

Қарапайым бұрандамалар салынатын саңылауларда әлсіретілген элементтер үшін беріктігін және төзімділігін есептеулер кезінде нетто қимасын, орнықтылығын және қаттылығын есептеу кезінде брутто қимасын қабылдау керек.

Жоғары төзімді бұрандамаларда фрикциялық қосылыстары бар элементтердің төзімділігін, орнықтылығын және қаттылығын есептеулер кезінде брутто қимасын, беріктігін есептеуде – осы бұрандамаға түсірілетін күштің жартысы қарастырылып отырған кимада үйкеліс күштерімен берілгендігін ескеріп нетто қимасын қабылдау керек.

Конструкция элементтерінің нетто қимасының геометриялық сипаттамаларын аса жарамсыз әлсіретуді анықтай отырып табу керек.

8.4.2 Беріктігін есептеу

8.4.2.1 Орталықтан созу және орталықтан сығу элементтері

N күшімен орталықтан созылуға немесе сығылуға ұшыраған элементтердің беріктігін есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y m, \quad (151)$$

Мұндағы және 8.4.2.1-8.4.2.3.5-тармақтарындағы m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

8.4.2.2 Иілгіш элементтер

8.4.2.2.1 Негізгі жазықтықтардың біреуінде иілетін элементтердің беріктігі бойынша есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{M}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (152)$$

мұндағы α — кимадағы пластикалық деформациялардың шектеулі дамуын ескеретін және 8.4.2.3.5-тармақ талаптарын орындау шарты кезінде (153) және (154) формулалар бойынша анықталатын коэффициент;

W_n — мұндағы және кейінгі беріктігі бойынша есептеулердегі нетто қиманың кедергісінің минималды моменті, ол b_{ef} белдеудің тиімді енін ескере отырып анықталады.

Бір уақытта әрекет ету кезінде M моментінің және көлденең Q күш қимасында α коэффициентті келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$- \tau_m \leq 0,25 R_s \text{ кезінде}$$

$$\alpha = \alpha_1, \quad (153)$$

- $0,25R_s < \tau_m \leq R_s$ кезінде

$$\alpha = \alpha_1 \frac{\sqrt{1-\alpha^2} + 2ab}{1+2a}, \quad (154)$$

при этом $0 \leq \alpha \leq \alpha_1$.

мұндағы α_1 — қос таврлы, қорапты және тавр қималары үшін қабылданатын коэффициент — 61-кесте бойынша, сақиналы қималар үшін — 1,15 тең; тікбұрышты тұтас және Н-тәрізді қималар үшін — 1,25 тең;

$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w}$ — арқалық қабырғасындағы орташа жанасу кернеуі;

$\alpha = \frac{Q}{Q_u}$; $a = \frac{\sum A_f}{\sum A_w}$; $b = \sqrt{1-0,25\alpha^2}$ — қорапты қималар үшін;

$b = \sqrt{1-0,0625\alpha^2}$ — қос таврлы қималар үшін;

мұндағы Q_u — шекті көлденең күш, формула бойынша анықталады $Q_u = \alpha_2 \frac{R_s mlt}{S}$,

мұндағы α_2 (171) формула бойынша анықталады.

61-кесте - α_1 коэффициентінің мәндері

$\frac{A_{f,\min}}{A_w}$	Ауданның $\frac{(A_{f,\min} + A_w)}{A}$, қатынасы кезінде α_1 коэффициентінің мәндері, тең										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1,279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,187	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	—
0,2	1,152	1,155	1,158	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	—	—
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	—	—
0,4	1,110	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	—	—
0,5	1,097	1,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	—	—
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	—	—	—
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	—	—	—
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	—	—	—
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	—	—	—
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	—	—	—
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	—	—	—	—
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	—	—	—	—
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	—	—	—	—
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	—	—	—	—	—
ЕСКЕРТПЕ 1 Қорапты қималар үшін A_w ауданын қабырғалардың аудандарының қосындысына тең деп қабылдау керек.											
ЕСКЕРТПЕ 2 $A_{f,\min}=0$ ауданы тавр қималары үшін.											

W_n есептеу кезінде белдеудің b_{ef} тиімді енін келесі формула бойынша анықтау керек

$$b_{ef} = \sum v b_i, \quad (155)$$

мұндағы v — 62-кесте бойынша қабылданатын b_{ef} , белдеуінің барлық тиімді ені бойынша шартты біркелкі таратылған кернеулерге b_i белдеу учаскелерінің еніндегі біркелкі тартылған кернеулерді келтіру коэффициенті;

b_i — максималды σ_{\max} ($b_i = b$) кернеулері бар екі нүкте арасындағы немесе осындай нүкте және ($b_i = b_k$), белдеу шеті арасындағы қарастырылып отырған қимада жасалған белдеу учаскесінің ені, бұл жағдайда мына шарттар орындалуы тиіс: $b \geq 0,04l$ және $b_k \geq 0,02l$ (олай болмаған жағдайда $v = 1$);

l — кесілген арқалықтың аралық ұзындығы немесе кесілмеген арқалықтағы нөлдік момент нүктелері арасындағы арақашықтық.

62-кесте – v коэффициентінің мәндері

$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$	v коэффициенті
1,0	1
0,7	1
0,5	0,85
0,33	0,72
0,25	0,65
0,20	0,60
0,10	0,52
0	0,43

ЕСКЕРТПЕ 1 $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — серпімді кезеңде кеңістік конструкциясын есептеумен анықталатын осы белдеу учаскесіндегі ені b_i , сәйкесінше максималды және минималды кернеу.

ЕСКЕРТПЕ 2 Пилон денесін өткізу үшін ортотропты плиталарда кесіктер, көп секциялы қорапты қима бөліктерінде плиталардың үзілулері болғанда, конструкцияның басқа бұзылулары кезінде, сонымен қатар шоғырланған күш түскен қималардағы v коэффициентінің мәндерін арнайы әдістеме бойынша анықтау керек.

8.4.2.2.2 Негізгі екі жазықтықта иілетін элементтердің беріктігі бойынша есептеуді орындау керек:

- екі симметрия осі бар қос таврлы және қорапты қималары бар элементтер — келесі формула бойынша

$$\frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \psi_x + \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn}} \psi_y \leq R_y m, \quad (156)$$

- басқа типті қималары бар элементтер — келесі формула бойынша

$$\frac{M_x y}{\alpha_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_y I_{yn}} \leq R_y m, \quad (157)$$

мұндағы α_x, α_y — (153) және (154) формулалары бойынша x және y осьтеріне қатысты иілу жағдайлары үшін тәуелсіз шамалар ретінде анықталатын коэффициенттер;

ψ_x, ψ_y — келесілер үшін анықталатын коэффициенттер:

- екі симметрия осі бар қос таврлы қималар үшін — келесі формулалар бойынша

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \quad \psi_y = 1. \quad (158)$$

- екі симметрия осі бар қорапты қималар үшін — келесі формулалар бойынша:

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0,7)^2}{3,38\omega_x}; \quad \psi_y = \frac{(\omega_y + 0,7)^2}{3,38\omega_y}. \quad (159)$$

$$\text{мұндағы } \omega_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \quad \omega_y = \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}. \quad (160)$$

8.4.2.3 Иілу арқылы осьтік күштің әсеріне ұшыраған элементтер

8.4.2.3.1 Негізгі жазықтықтардың бірінде ию кезінде орталықтан тыс сығылған, сығылып-иілген, орталықтан тыс созылған және созылып-иілген элементтерді беріктігі бойынша есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M|}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (161)$$

мұндағы M — берілген иілу моменті, кН·м;

ψ — коэффициент;

α — (153) және (154) формулалары бойынша анықталатын коэффициент.

Топсалы-тірелген шыбықтың екі орташа төрттен бір ұзындығы шектерінде тұрған қималар және ұштары қысылған шыбықтың барлық ұзындығы үшін $\lambda > 60$ элементтердің иілгіштігі кезінде берілген иілу моментін M келесі формула бойынша анықтау керек

$$M = \frac{M_1}{1 + \frac{N}{N_e}}, \quad (162)$$

мұндағы M_1 — тексерілетін қимадағы әрекет етуші момент;

N — өзінің («плюс» — созу) белгісімен тексерілетін қимада әрекет етуші бойлық күші, кН;

N_e — моменттің әрекет ету жазықтығындағы эйлера критикалық күш, кН, шыбықтың сәйкесінше бекітпелері үшін есептелген; $\lambda \leq 60$ кезінде қабылдауға жол беріледі $M = M_1$.

ψ коэффициентін анықтау керек:

- қос таврлы, қорапты және бір симметриялы осі бар тавр қима элементтері үшін 63-кесте бойынша — егер кернеу моменттен және ұқсас белгілердің бойлық күшінен кіші белдеуде (ауданы $A_{f,\min}$) болған жағдайда және 64-кесте бойынша — егер кернеу моменттен және әртүрлі белгілердің бойлық күшінен кіші белдеуде болған жағдайда;

- тұтас тікбұрышты және Н-тәрізді қима элементтер үшін — формула бойынша

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_y m}, \quad (163)$$

- сақина қималы элементтер үшін — формула бойынша

$$\psi = \frac{1}{\omega} \left(1 - \cos \omega \frac{\pi}{2} \right), \quad (164)$$

мұндағы
$$\omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}, \quad (165)$$

63-кесте - ψ коэффициентінің мәндері

$\frac{A_{f,\min}}{A_{f,\max}}$		ω кезіндегі ψ коэффициентінің мәндері																	
		0,05			0,2			0,4			0,6			0,8			0,95		
		$A_{f,\max}/A_w$ кезінде																	
		0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
0,5	0,53	0,55	0,57	0,63	0,68	0,78	0,77	0,85	0,92	0,89	0,93	0,96	0,96	0,98	0,99	0,99	0,99	0,997	
1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,53	0,70	0,83	0,78	0,87	0,93	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	0,994	
ЕСКЕРТПЕ 1 $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.																			
ЕСКЕРТПЕ 2 ψ коэффициентінің аралық мәндерін сызықтық интерполяциямен анықтайды.																			
ЕСКЕРТПЕ 3 N күшін «минус» белгісімен қабылдау керек.																			

64-кесте - ψ коэффициентінің мәндері

$A_{f,\min}$	ω кезіндегі ψ коэффициентінің мәндері																	
	−0,05			−0,2			−0,4			−0,6			−0,8			−0,95		
$A_{f,\max}$	$A_{f,\max} / A_w$ кезінде																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	0,9	0,9	0,9	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	−0,2	−0,2	−0,2	−0,6	−0,6	−0,6	−0,9	−0,9	−0,9
0,5	0,42	0,40	0,38	0,17	0,12	0,02	−0,17	−0,25	−0,32	−0,49	−0,53	−0,56	−0,76	−0,78	−0,79	−0,94	−0,94	−0,95
1	−0,07	−0,09	−0,14	−0,27	−0,36	−0,56	−0,53	−0,70	−0,83	−0,78	−0,87	−0,93	−0,92	−0,95	−0,97	−0,98	−0,99	−0,99
ЕСКЕРТПЕ 1 $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.																		
ЕСКЕРТПЕ 2 ψ коэффициентінің аралық мәндерін сызықтық интерполяциямен анықтайды.																		
ЕСКЕРТПЕ 3 N күшін «минус» белгісімен қабылдау керек.																		

Басқа қималар үшін, сол сияқты элементтердің басқа бекітілген ұштары кезінде беріктігі бойынша есептеуді келесі формула бойынша жүргізу керек

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_y}{\alpha I_{xn}} \leq R_y m, \quad (166)$$

(163) – (166) формулаларындағы мәндер (161) формуласындағы мәндер сияқты.

8.4.2.3.2 Негізгі екі жазықтықтағы иілу кезіндегі орталықтан тыс сығылған, сығылған-иілген, орталықтан тыс созылған және созылып-иілген элементтердің беріктігі бойынша есептеуді орындау керек:

- қос таврлы, қорапты және бір симметрия осі бар тавр қималы элементтер үшін, сонымен қатар тұтас тікбұрышты және сақиналы қима элементтері үшін — келесі формула бойынша

$$\frac{1}{\delta} \left(\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \right) \leq R_y m, \quad (167)$$

$$\text{мұндағы} \quad \delta = 1 - \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}, \quad (168)$$

M_x, M_y — 8.4.2.3.1-тармағы бойынша берілген иілу моменттері;

ψ, α_x, α_y — 8.4.2.3.1 және 8.4.2.2.1-тармақтары бойынша қабылданатын

коэффициенттер, $\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m}$;

- басқа қималар үшін, сонымен қатар элементтердің ұштарын басқа бекітулер кезінде беріктік бойынша есептеуді келесі формула бойынша жүргізу керек

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\alpha_x I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{\alpha_y I_{yn}} x \leq R_y m, \quad (169)$$

Негізгі жағдайларда, α_x және α_y анықтау үшін берілген мәліметтер жеткіліксіз болғанда беріктікті есептеуді $\alpha_x = \alpha_y = 1$. қабылдай отырып, (169) формула бойынша жүргізеді.

8.4.2.3.3 Иілетін элементтердің қабырға қималарында жанасу кернеулердің τ мәндері $M = M_x = M_y = 0$ кезінде төмендегі шартты қанағаттандыруы тиіс

$$\tau = \frac{QS}{\alpha_2 I t} \leq R_s m, \quad (170)$$

$$\text{мұндағы} \quad \alpha_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min, ef}}{\tau_{\max, ef}}, \quad (171)$$

$\tau_{\min, ef}, \tau_{\max, ef}$ — қабырға қимасындағы минималды және максималды жанасу кернеулерінің серпімді жұмысының болжамында есептелген мәндері.

Бұрандама қосылыстарының саңылауларымен қабырғаны әлсірету орын алған жағдайда (170) формуладағы t орнына $t_{ef} = t \frac{a-d}{a}$, мәнін қою керек.

мұндағы a — бұрандама қадамы, м;

d — саңылау диаметрі, м.

8.4.2.3.4 8.4.2.2.1 – 8.4.2.3.2-тармақтары бойынша есептелетін арқалықтардың қабырғалары үшін келесі шартты сақтау керек

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' R_y m, \tau_{xy} \leq R_s m, \quad (172)$$

мұндағы σ_x — арқалық осіне параллель қабырғаның ортаңғы жазықтығының тексерілетін нүктесіндегі (x, y) қалыпты (сығу кезіндегі оң) кернеу;

σ_y — Т қосымшасына сәйкес анықталатын арқалықтың осіне перпендикуляр кернеулер.

$\gamma' = 1,15$ тең коэффициент — $\sigma_x = 0$ және $1,10$ кезінде — $\sigma_y \neq 0$; кезінде;

τ_{xy} — арқалық қабырғасының тексерілетін нүктесіндегі жанасу кернеуі.

8.4.2.3.5 Әртүрлі белгілердің күштерін қабылдайтын элементтер шектелген пластикалық формацияның дамуына жол беруін ескере отырып ($\alpha > 1$) сол сияқты келесі шартпен тексеріледі

$$\sqrt{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})^2 + 3(\tau_1 - \tau_2)^2} \leq 1,8R_y m, \quad (173)$$

мұндағы $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — материалдың серпімді жұмысының болжамымен есептелген тексерілетін нүктедегі сәйкесінше есептік максималды және минималды (өз белгілері бар) қалыпты кернеулер, МПа;

τ_1, τ_2 — осы кернеулерге сәйкес есептелген тексерілетін нүктедегі жанасу кернеулері (олардың белгілерін ескеру арқылы), МПа, σ_{\max} және σ_{\min} сияқты.

Аталған шартты орындамаған жағдайда беріктігі бойынша есептеуді жұмыстың серпімді кезеңі үшін ең жоғары күштерді орындау керек.

8.4.3 Болат арқандардың беріктігін және жылжығыштығын есептеу

8.4.3.1 Кермелі және аспалы көпірлердегі иілмелі көтергіш элементтердің болат арқандарының беріктігі бойынша, сонымен қатар алдын ала тартылған конструкциялардың кернеуленген элементтерін есептеуді келесі шарт бойынша орындау керек

$$\frac{N}{A} \leq R_{dh} m m_1, \quad (174)$$

мұндағы R_{dh} — арқандардың есептік кедергісі, МПа;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті;

m_1 — Р қосымшасына сәйкес анықталатын жұмыс шартының коэффициенті.

Параллель орналасқан жоғары мықты сымдардан дайындалған арқандар мен байламдар үшін есептік кедергі R_{dh} (150) формула бойынша анықталады, жалаң қабатты есілген арқандар мен жабық көтергіш арқандар үшін — келесі формулалар бойынша

$$R_{dh} = \frac{[\sum P_{un}]}{A \gamma_m} \text{ немесе } R_{dh} = k \frac{\sum P_{un}}{A \gamma_m}, \quad (175)$$

мұндағы $[\sum P_{un}]$ — стандартта немесе техникалық шарттарда көрсетілген жалпы арқандағы үзілу күшінің мәні;

$\sum P_{un}$ — арқандағы барлық сымдардың үзілу күштерінің қосындысы;

γ_m — 8.3.11-тармағына сәйкес $1,6$ тең болып қабылданатын сенімділік коэффициенті;

k — 65-кесте бойынша анықталатын есілген арқанның агрегаттық беріктігінің коэффициенті.

65-кесте – Есілген арқандардың агрегаттық беріктік коэффициенттері

Арқан	Есу еселігі кезіндегі коэффициент k					
	6	8	10	12	14	16
Жалаң қабат есу	0,89	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99
Жабық көтергіш	0,87	0,91	0,94	0,95	0,96	0,97

8.4.3.2 Металл өзегі бар мырышталған болат есілген арқандардың, жалаң қабат есілген және алдын ала керілген жабық көтергіш арқандардың $\varepsilon_{pl,x}$ бойлық жылжығыштығын келесі формула бойынша анықтау керек

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0,001\sigma}{R_{un}} e^{2\left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}}, \quad (176)$$

мұндағы σ — нормативті тұрақты жүктемелердің және 1/3 нормативтік уақытша жүктеменің әсерлерінен есептелген күштен түсетін арқандағы кернеу;

$$R_{un} = \frac{\left[\sum P_{un}\right]}{A} \text{ — арқанның нормативтік кедергісі;}$$

e — натурал логарифм негізі.

8.4.3.3 8.4.3.2-тармағында көрсетілген арқандардың $\varepsilon_{pl,y}$ көлденең жылжығыштығын келесі формула бойынша анықтау керек

$$\varepsilon_{pl,y} = 0,003 \frac{\sigma}{R_{un}} e^{2,19 \frac{\sigma}{R_{un}}}, \quad (177)$$

8.4.4 Орнықтылығы бойынша есептеу

8.4.4.1 Орталықтан сығылуға, қысылып майысуға және ең жоғары иілгіш жазықтығында иілу кезінде орталықтан тыс сығылуға ұшыраған тұйық және ашық кималардың тұтас қабырғалы элементтерінің орнықтылығының жоғалуының тегіс пішіні кезінде есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m, \quad (178)$$

мұндағы φ — λ элементінің иілгіштігіне және берілген салыстырмалы e_{ef} ; эксцентриситетке байланысты C қосымшасы С.1-С.3 кестелері бойынша анықталатын бойлық иілу коэффициенті

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

λ элементтің иілгіштігін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (179)$$

мұндағы l_{ef} — есептік ұзындығы, м;

i — ең жоғары иілгіштіктің перпендикуляр жазықтығы (иілу жазықтығы) осіне қатысты кима инерциясының радиусы.

Берілген салыстырмалы эксцентриситетті e_{ef} келесі формула бойынша анықтау керек

$$e_{ef} = \eta e_{rel}, \quad (180)$$

мұндағы η — C қосымшасы бойынша анықталатын қима пішінінің әсер ету коэффициенті;

e_{rel} — нөлге тең орталықтан сығу кезінде иілу жазықтығының салыстырмалы эксцентриситетін формула бойынша анықтайды $e_{rel} = e/\rho$, мұндағы e — орталықтан тыс сығу кезіндегі N күшінің нақты эксцентриситеті және қысылып майыстыру кезіндегі есептік эксцентриситет;

ρ — нөлге тең орталықтан сығу кезінде қабылданатын ядролық арақашықтық.

Қысылып майыстыру кезінде иілу жазықтығындағы e есептік эксцентриситетті келесі формула бойынша анықтау керек

$$e = M/N, \quad (181)$$

мұндағы N, M — бойлық күшке, кН, және иілу моментіне, кН·м. сәйкесінше есептік мәндер

эксцентриситет бағыты бойынша ядролық арақашықтықты ρ келесі формула бойынша анықтау керек

$$\rho = W_c/A, \quad (182)$$

мұндағы W_c — аса жоғары сығылған талшық үшін есептелетін брутто қимасының кедергі моменті.

N бойлық күштің және элементтегі M иілу моментінің есептік мәндерін болаттың серпімді деформациялану болжамдарындағы деформацияланбаған схемасы бойынша жүйені есептеудегі жүктемелердің осы үйлесімдері үшін қабылдау керек.

Бұл жағдайда M мәнін келесіге тең деп қабылдау керек:

- жақтау жүйелерінің тұрақты қима элементтері үшін — элементтің ұзындығы шектерінде ең жоғары момент;

- бір ұшы қысылған, ал екінші ұшы бос элементтер үшін — бітеудегі момент, бірақ элементтің 1/3 ұзындығын бітеуден сақтайтын қимадағы моменттен кем емес;

- тораптан тыс жүктемені қабылдайтын фермалардың сығылған белдеулері үшін, — белдеулерді серпімді кесілмеген арқалықтар сияқты есептеуден анықтайтын белдеу панелінің ұзындығының орташа үштен бір бөлігі шектерінде ең жоғары момент;

- иілу жазықтығына сәйкес келетін симметрияның бір осі бар топсалы-тірелген ұштары және қималары бар сығылған шыбықтар үшін, — бб-кестенің формулалары бойынша анықталатын момент.

Екі симметрия осі бар топсалы-тірелген ұштары және қималары бар сығылған шыбықтар үшін берілген салыстырмалы эксцентриситеттердің e_{ef} есептік мәндерін ҚР ҚНЖЕ 5.04-23 бойынша анықтау керек, бұл кезде m_{ef} - e_{ef} тең және m_{ef1} - e_{ef1} тең

деп қабылдай отырып, $e_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \frac{A}{W_c}$, формула бойынша анықталады, мұндағы M_1 —

аталған типті топсалы-тірелген сығылған шыбықтың ұштарына түскен иілу моменттерінің жоғарғысы.

8.4.4.2 Тұйық қиманың саңылау элементтерінің орнықтылығының жоғалуының жазық пішіні кезінде есептеу, олардың тармақтары тақтайшалармен немесе перфорацияланған табақтармен жалғанған, орталықтан сығу, қысылып майыстыру және орталықтан тыс сығу кезінде келесіні орындау керек:

- жалпы иілу моментінің немесе болжамды иілудегі (орталықтан сығу кезінде) әрекет еу жазықтығындағы тақтайшалардың немесе перфорацияланған табақтардың перпендикуляр жазықтығындағы элемент, — (178) формула бойынша;

66-кесте – Иілу моменттерінің есептік мәндері

M_{\max} сәйкес келетін салыстырмалы эксцентриситет	Шыбықтың шартты иілуі кезіндегі M есептік мәндері	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$e_{rel} \leq 3$	$M = M_2 = M_{\max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{\max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < e_{rel} \leq 20$	$M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_1)$
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 Белгілері:</p> <p>M_{\max} — шыбық ұзындығының шектеріндегі ең жоғары иілу моменті;</p> <p>M_1 — шыбық ұзындығының үштен бір бөлігі шектеріндегі, бірақ кем емес $0,5M_{\max}$;</p> <p>e_{rel} — формула бойынша анықталатын салыстырмалы эксцентриситет $e_{rel} = \frac{M_{\max} A}{NW_c}$;</p> <p>$\bar{\lambda}$ — формула бойынша анықталатын шартты иілгіштігі $\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R$,</p> <p>мұндағы α_R — С қосымшасы, С.4-кестесі бойынша қабылданатын коэффициент.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Барлық жағдайларда қабылдау керек $M \geq 0,5M_{\max}$.</p>		

- жалпы иілу моментінің немесе болжамды (орталықтан сығу кезінде) июдің әрекет ету жазықтығындағы, тақтайшалардың немесе перфорацияланған табақтардың элементі - берілген иілгіштігіне λ_{ef} байланысты С қосымшасы С.1-С.3 кестелері бойынша бойлық иілу ϕ коэффициентін анықтау арқылы (178) формуласы бойынша;

- жеке тармақтар — тармақтың иілгіштігіне λ_α байланысты (178) формуласы бойынша.

Тармақтың иілгіштігін λ_α (179) формуласы бойынша анықтау керек, есептік ұзындық үшін l_{ef} дәнкерленген тақтайшалар арасындағы арақашықтықты (жарықтағы) немесе көршілес тақтайшалардың шеткі бұрандамаларының орталықтары арасындағы немесе перфорацияланған табақтағы саңылаудың 0,8 ұзындығына тең арақашықтықты және i үшін — тақтайшалардың немесе перфорацияланған табақтардың жазықтығына перпендикуляр жеке осіне қатысты тармақ қимасының инерция радиусы қабылданады.

Жалғайтын тақтайшалардың және перфорацияланған табақтардың жазықтығындағы қуыс элементтің λ_{ef} берілген иілгіштігін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \quad (183)$$

мұндағы λ — (179) формула бойынша анықталатын жалғайтын тақтайшалардың немесе перфорацияланған табақтардың жазықтығындағы элементтің иілгіштігі;

λ_α — тармақтың иілгіштігі.

Қима ауданын, инерция моментін және элемент инерциясының радиусын есептеу барысында t_{ef} баламалы қалыңдықты:

- ені b , ұзындығы l және қалыңдығы t перфорацияланған табақтар үшін — келесі формула бойынша анықтау керек

$$t_{ef} = \frac{t(A - \sum A_i)}{A}, \quad (184)$$

мұндағы $A = bl$ — перфорация түзілгенге дейінгі табақтың ауданы, m^2 ;

$\sum A_i$ — табақ бетіндегі барлық перфорациялардың жалпы ауданы, m^2 ;

- қалыңдығы t жалғаушы тақтайшалар үшін — келесі формула бойынша

$$t_{ef} = \frac{t \sum l_i}{l}, \quad (185)$$

мұндағы $\sum l_i$ — элементтің барлық тақтайшаларының ұзындықтарының қосындысы (элемент бойындағы), m ;

l — элементтің ұзындығы, m .

Тығыз немесе аратөсемдер арқылы жалғанған бөлшектерден тұратын саңылау элементтерді тұтас сияқты есептеу керек, тақтайшалармен дәнекерленген (жарықта) бұрандамалар арасындағы немесе көршілес тақтайшалардың шеткі бұрандамаларының орталары арасындағы ең көп арақашықтықтар төменділерден аспауы тиіс:

- $40i$ — сығылған элементтер үшін;
- $80i$ — созылған элементтер үшін.

Мұндағы бұрыштың немесе швеллердің инерция радиусын i құрама таврлы немесе қос таврлы қималар үшін аратөсемдерді орналастырудың параллель жазықтықтың осіне қатысты, айқыш қималар үшін — минималды қабылдау керек. Бұл жағдайда сығылған элементтің ұзындығы шектерінде кемінде екі аратөсемі болуы тиіс.

8.4.4.3 Иілу-бұру пішіні кезінде N күшімен орталықтан сығуға ұшыраған $I_x > I_y$ инерция моменттерімен ашық қималы тұтас қабырғалы элементтердің орнықтылығының жоғалуын келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_c R_y m, \quad (186)$$

мұндағы φ_c — C қосымшасы С.1-С.3-кестелері бойынша анықталатын бойлық иілу

коэффициент, $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}}$.

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

8.4.4.4 Симметрия жазықтығымен және y осімен сәйкес келетін иілгіштігі аз жазықтықта қысылып майысуға және орталықтан сығуға ұшыраған $I_x > I_y$ инерция моменттері бар тұйық және ашық қималы тұтас қабырғалы элементтердің иілу-бұру орнықтылығын есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne}{W_c} \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (187)$$

мұндағы e — орталықтан тыс сығу кезіндегі N күшінің нақты эксцентриситеті және қысылып майысу кезіндегі $e = M/N$ есептік эксцентриситет;

W_c — аса сығылған талшық үшін есептелетін брутто қимасының кедергі моменті;

φ_c — C қосымшасы С.1-С.3-кестелері бойынша анықталатын бойлық иілу

коэффициенті $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left(1 + \left| \frac{eA}{W_c} \right| \right)}}$.

8.4.4.5 Екі жазықтықта қысылып майысуға және орталықтан сығуға ұшыраған тұйық және ашық қималы тұтас қабырғалы элементтердің орнықтылығын иілу-бұру пішінінде есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne_y}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{Ne_x}{I_y} x_c \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (188)$$

мұндағы e_y, e_x — орталықтан тыс сығу кезінде y және x осьтерінің бағыты бойынша нақты эксцентриситеттері және қысып майыстыру кезіндегі есептік эксцентриситеттері;

y_c, x_c — бірлесіп әрекет етудегі M_x, M_y және N қиманың ең сығылған нүктесінің координаттары;

φ_c — C қосымшасы С.1-С.3-кестелері бойынша анықталатын бойлық иілудің

коэффициенті $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left(1 + \left| \frac{e_y A}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{e_x A}{I_y} x_c \right| \right)}}$.

Сонымен қатар, e_y эксцентриситетпен ($e_x = 0$) y осінің жазықтығында және e_x эксцентриситетпен ($e_y = 0$) x осінің жазықтығында орнықтылықты жоғалтудың тегіс пішіні болжамында (178) формула бойынша есептеу орындалуы тиіс.

8.4.4.6 Бір жазықтықта иілетін тұтас қабырғалы арқалықтардың орнықтылығын жоғалтудың иілу-бұру пішіні кезінде есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b R_y m, \quad (189)$$

мұндағы M — арқалықтың сығылған белдеуінің l_{ef} есептік ұзындығы шектеріндегі ең жоғары есептік иілу моменті;

W_c — сығылған белдеудің ең шеткі талшығы үшін арқалықтың қимасының кедергі моменті;

ε — келесі формулалар бойынша анықталатын коэффициент:

$$- \lambda_y < 85 \quad \varepsilon = 1 + (\varepsilon - 1) \left(1 - \frac{\lambda_y}{85} \right);$$

$$- \lambda_y \geq 85 \quad \varepsilon = 1, 0; \quad \text{мұндағы } \varepsilon \text{ — (153) және (154) формулалар бойынша}$$

анықталатын коэффициент;

φ_b — С қосымшасы С.1-С.3-кестелері бойынша анықталатын бойлық иілу коэффициенті, $e_{ef} = 0$ кезінде қабырға жазықтығының иілгіштігі $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}$.

8.4.4.7 Екі жазықтықта иілетін тұтас қабырғалы аркалықтардың орнықтылығын жоғалтудың иілу-бұру пішіні кезінде есептеуді (189) формуласы бойынша орындау керек, бұл жағдайда φ_b коэффициентті $e_{ef} = \eta e_{rel}$ кезінде С қосымшасы С.1-С.3-кестелері бойынша анықтау керек (мұндағы η — С қосымшасы бойынша қабылданатын коэффициент; e_{rel} — салыстырмалы эксцентриситет).

Салыстырмалы эксцентриситетті e_{rel} келесі формула бойынша анықтайды

$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fh}}{\sigma_{fv}}, \quad (190)$$

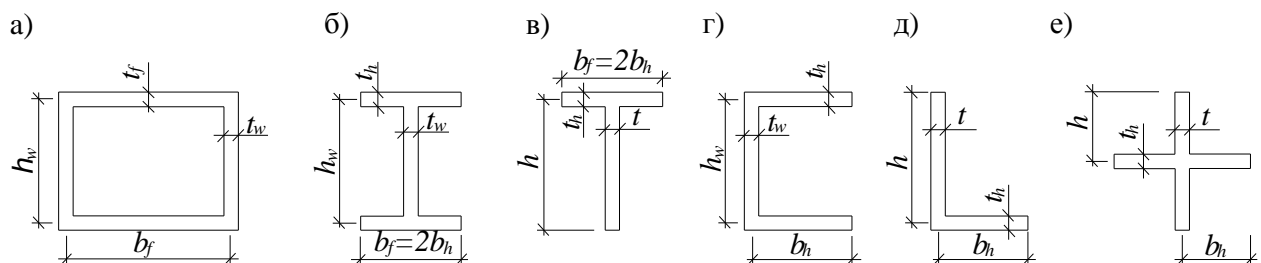
мұндағы σ_{fh} — аркалықтың сығылған белдеуінің бекітілмеген ұзындығының ортаңғы үштен бір бөлігі шектерінде тұрған қимадағы көлденең жазықтықтағы иілу моментінен сығылған белдеудің бүйір шетіндегі нүктедегі ең жоғары кернеуі, МПа;

σ_{fv} — осы қимадағы тік жүктемеден түсетін аркалықтың сығылған белдеуіндегі кернеу.

8.4.4.8 Кесу аркалығының және кесілмеген аркалықтың белдеуінің сығылған аймағының жалпы орнықтылығын тексеру сығылған белдеу темірбетон немесе болат плитамен біріктірілген жағдайда орындалмайды.

8.4.5 Қатандық қырымен бекітілмеген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығы бойынша есептеу

8.4.5.1 Қатандық қырымен (11-сурет) бекітілмеген, көлденең кимасы тұрақты поркатты және құрастырылып дәнекерленген орталық және орталықты емес сығылған, сығылып-майысатын және майысатын элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығын призмалы қатпарлы қабыршақ теориясы бойынша есептеу қажет.



11-сурет — Қатандық қырымен бекітілмеген элементтердің есептік қималарының сызбалары

8.4.5.2 $0,2\sigma_x$ аспайтын орташа жанасы кернеуі кезінде қатандық қырымен бекітілмеген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығын қабырғаның

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

биіктігінің (h, h_w) немесе сөренің енінің (b_f, b_h) қалыңдыққа (t, t_w, t_f, t_h) ара-қатынасын $0,951\alpha/\sqrt{\sigma_{x,cr,ef}/E}$ аспайтындай тағайындап қамтамасыз етуге рұқсат беріледі (мұнда α — коэффициент; $\sigma_{x,cr,ef}$ — келтірілген сындарлы кернеу, МПа).

Коэффициентті α келесідей анықтау қажет:

- бір жағынан сүйеніп тұрған ені b_h, h , пластиналар үшін (11 б - е суретті қараңыз), — мына формула бойынша

$$\alpha = \left(1 + \frac{3,10}{39 + 4}\right) \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2}, \quad (191)$$

- екі жағынан сүйеніп тұрған ені h_w, b_f , пластиналар үшін (11 а, б, г суретті қараңыз), — мына формула бойынша

$$\alpha = \left(1 + \frac{0,96}{109 + 3}\right) \sqrt{4 + 3,85\xi^{2,33}}, \quad (192)$$

(191) және (192) формулаларында:

ϑ — 67-кестенің формулалары бойынша анықталатын пластинканың қысылу коэффициенті;

ξ — $\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$, формуласы бойынша анықталатын коэффициент (брутто қималар үшін)

мұнда $\sigma_x, \bar{\sigma}_x$ — пластина жүктелу үшін орнықты болу үшін қолайсыз болғанда қысу кезінде оң, (151) – (169) Формулалары бойынша анықталатын, пластинаның ұзыннан шекарасымен тиісінше ең үлкен және ең шағын қалыпты қысы, бұл ретте $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$ коэффициенттерін 1,0 тең деп алу қажет.

67-кесте - Пластинаның қысылу коэффициенттері

Элемент қимасының типі	Пластинаның қысылу коэффициенті ϑ			
	қабырғалар	сөрелер — $\frac{b_h}{h}$ болғанда бұрышты қима үшін		
		1	0,667	0,5
Қорапты (11 а суреті)	$\vartheta_1 = \beta_1^3 \frac{0,38}{1 - \beta_1^2 \alpha_1^2}$	$\vartheta_2 = \frac{1}{\beta_1^3} \frac{0,38}{1 - \frac{1}{\beta_1^2 \alpha_1^2}}$		
Екі таврлік (11 б суреті)	$\vartheta_3 = \beta_2^3 \frac{0,16 + 0,0056 \frac{1}{\alpha_2^2}}{1 - 9,4 \beta_2^2 \alpha_2^2}$	$\vartheta_4 = \frac{1}{\beta_2^3 \alpha_2} \frac{2}{1 - 0,106 \frac{1}{\beta_2^2 \alpha_2^2}}$		
Таврлік (11 в суреті)	$\vartheta_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$	$\vartheta_6 = \frac{1}{\beta_3^3 \alpha_3} \frac{2}{1 - \frac{1}{\beta_3^2 \alpha_3^2}}$		
Швеллерлі (11 г суреті)	$\vartheta_7 = 2 \vartheta_3$	$\vartheta_8 = \frac{1}{2} \vartheta_4$		

67-кесте - Пластинаның қысылу коэффициенттері (жалғасы)

Элемент қимасының типі	Пластинаның қысылу коэффициенті ϑ			
	қабырғалар	сөрелер — $\frac{b_h}{h}$ болғанда бұрышты қима үшін		
		1	0,667	0,5
Биіктігі h сөрелер үшін бұрышты (11 д суреті)	—	$\vartheta_9 = \infty$	$\vartheta_9 = 10$	$\vartheta_9 = 5,2$
Айқаспа (11 е суреті)	$\vartheta_{10} = \infty$	$\vartheta_{10} = \infty$		
ЕСКЕРТПЕ 1 $\beta_1 = \frac{t_w}{t_f}, \alpha_1 = \frac{b_f}{h_w}, \beta_2 = \frac{t_w}{t_h}, \alpha_2 = \frac{b_h}{h_w}, \beta_3 = \frac{t}{t_h}, \alpha_3 = \frac{b_h}{h}$.				
ЕСКЕРТПЕ 2 67-кестедегі формулаларда бөлгіштің мәні теріс болғанда, сондай-ақ нөлге тең болған уақытта $\vartheta = \infty$. деп алу қажет.				
ЕСКЕРТПЕ 3 67-кестеде көрсетілмеген $\frac{b_h}{h}$, ара-қатынасы бұрышты қима үшін ϑ_9 мәндерін интерполяция бойынша анықтау қажет, $\frac{b_h}{h}=1$ үшін ϑ_9 мәнін 100-ге тең деп алу керек.				

Пластина үшін келтірілген сындарлы кернеуді іс жүзіндегі кернеуді $\frac{\sigma_x}{m}$ (мұнда m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс жасай шарттарының коэффициенті) алу қажет болатын $\sigma_{x,cr,ef}$ сындарлы кернеулерге $\sigma_{x,cr}$, байланысты 68-кестедегі формулалар бойынша анықтау қажет.

68-кесте – Келтірілген сындарлы кернеулер

Болат маркасы	Мәні $\sigma_{x,cr}$, МПа	$\sigma_{x,cr,ef}$ немесе оның мәндерін, МПа анықтауға арналған формула
16Д, Ст3	176 дейін	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	176 артық 205 дейін	$\left(1,868 \cdot 10^{-3} - 2,420 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 1000 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	205 артық	385
15ХСНД	186 дейін	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	186 артық 284 дейін	$\left(2,544 \cdot 10^{-3} - 2,620 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 724 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	284 артық	524
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	206 дейін	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	206 артық 343 дейін	$\left(2,868 \cdot 10^{-3} - 2,778 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	343 артық	591

8.4.6 Қатаңдық қырымен бекітілген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығы бойынша есептеу

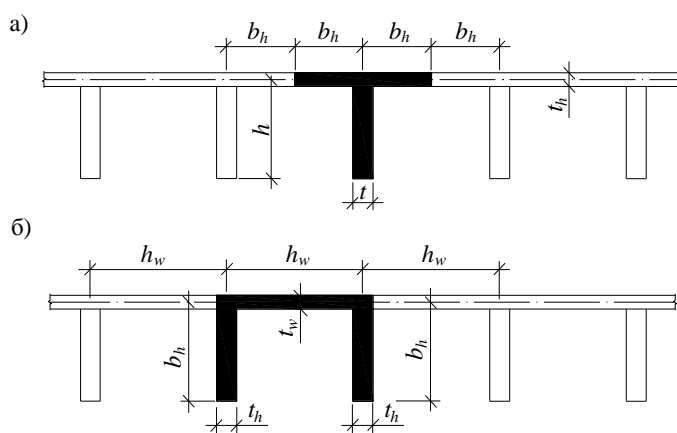
8.4.6.1 Қатаңдық қырымен бекітілген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығы бойынша көлденең диафрагмалармен бекітілген призмалы қатпарлы қабыршақтар теориясы бойынша есептеу қажет.

Көрсетілген элементтердің сөрелері мен қабырғалары, пластиналардың орнықтылығы бойынша есептеуді Т қосымшасына сәйкес жүргізуге болады.

8.4.6.2 Ортотропты плиталардың пластиналарының орнықтылығын 8.4.5.2 сәйкес олардың қалыңдығының еніне келетін ара-қатынасты тағайындап қамтамасыз етуге болады. Бұл ретте:

- жолақты ұзыннан қырлар үшін α коэффициентін қысу коэффициенті ν_s мен тавр b_h сөресінің салбырауы (12 а суреті) $0,5 h_w - \xi_2 t_h \geq h_w$ болғанда немесе $\xi_1 t_h - \xi_2 t_h < h_w$; болғанда (191) формула бойынша анықтау қажет;

- қасында тұрған ұзыннан жолақты қырлар арасындағы ортотропты плита табағының учаскесі үшін коэффициентті қысу коэффициенті ϑ_7 , қабырғаның биіктігі h_w ұзыннан қырлар арасында аралыққа тең болғанда және сөренің салбырауы b_h ұзыннан қырдың биіктігіне (12 б суреті) тең, бірақ $\zeta_1 t_h$; аспағанда болғанда α (192) Формуласы бойынша анықтау керек; мұндағы ζ_2 және ζ_1 — 8.4.7.8 бойынша анықталатын коэффициенттер.



12-сурет — Ортотропты плиталар пластиналарының есептелген қималарының сызбалары

8.4.7 Есептеу ұзындықтары

8.4.7.1 Айқаспа тордың элементтерін санамағанда, басты фермалардың элементтерінің есептелген ұзындығын l_{ef} 69-кесте бойынша қабылдау қажет.

69-кесте – Басты фермалар элементтерінің есептелген ұзындығы

Ұзыннан майысу бағыты	Есептелген ұзындығы l_{ef}		
	белдеу	тірейтін таяныштар мен тірейтін тұғырлар*	тордың өзге элементтері
Ферма жазықтығында	l	l	$0,8l$
Ферма жазықтығына перпендикуляр бағытта (ферма жазықтығынан)	l_1	l_1	l_1
<p>* Кесілмеген аралық құрылымдар үшін қиғаш тіреулер мен тірек бағандардың есептелген ұзындығын тордың өзге элементтеріндегідей алу қажет.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер:</p> <p>l — ферма жазықтығындағы элементтің геометриялық ұзындығы (түйіндердің орталықтары арасындағы аралық), м;</p> <p>l_1 — ферма жазықтығынан ығыспау үшін бекітілген түйіндер арасындағы аралық.</p>			

8.4.7.2 Жазықтық фермасынан (шпренгелі немесе жартылай қиғаш үшбұрыш торы бар және т.б.) ұзындық бойымен әртүрлі қысатын күштер N_1 және N_2 (мұндағы $N_1 > N_2$) әсер ететін элементтің есептелген ұзындығын l_{ef} мына формула бойынша есептеу қажет.

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (193)$$

мұнда l_1 — ферма жазықтығынан ығыспау үшін бекітілген түйіндер арасындағы аралық, м.

Бұл жағдайда орнықтылық бойынша есепті күшке N_1 байланысты жүргізу керек.

Формуланы (193) созылу күші N_2 болса пайдалануға жол беріледі. Бұл жағдайда N_2 мәнін «минус» белгісімен, ал $l_{ef} \geq 0,5l_1$ алу қажет.

8.4.7.3 Бас ферманың айқаспа торы элементтерінің есептелген ұзындығын l_{ef} келесідей алу қажет:

- ферма жазықтығында — $0,8l$, тең, мұнда l — ферма торабының ортасынан олардың түйісетін нүктесіне дейінгі аралық;
- ферма жазықтығынан:
қысылған элементтер үшін — 70-кесте бойынша;
созылған элементтер үшін — элементтің толық геометриялық ұзындығына тең ($l_{ef} = l_1$, мұнда l_1 69-кестені қараңыз).

8.4.7.4 Арқалықтың жалпы орнықтылығын тексерген уақытта қысылған белдеменің есептелген ұзындығын төмендегілерге тең деп алу қажет:

- ұзыннан байланыстардың фермаларының түйіндері арасындағы аралыққа – үстіңгі және астыңғы белдемелер аймағында ұзыннан байланыс және тіреу қималарында көлденең байланыс болған жағдайда;

- көлденең байланыс фермаларының арасындағы аралыққа — тек созылған белдемелер аймағында ұзыннан байланыс болған жағдайда, бұл кезде көлденең байланыстардың фермалары ұзыннан байланыстардың түйіндерімен орталықтандырылуы, ал аталған фермалардың белдемелерінің икемділігі 100 аспау тиіс;

- арқалықтың аралығына — аралықтарда ұзыннан және көлденең байланыс болмаған жағдайда;

- консольдің ұшынан консольдің тіреу қимасының артындағы көлденең байланыстардың жақын жердегі жазықтығына дейінгі аралыққа – іліп немесе ұзыннан жылжытып, аралық құрылымды монтаждау кезінде

70-кесте – Басты ферма жазықтығынан айқаспа тордың қысылған элементтерінің есептелген ұзындығы

Тор элементтерінің айқасу торабының конструкциясы	Ұстап тұратын элемент болған уақытта ферма жазықтығынан есептелген ұзындық l_{ef}		
	созылған	жұмыс істемейтін	қысылған
Екі элемент те үзілмейді	l	$0,7 l_1$	l_1
Ұстап тұратын элемент үзіліп, фасонкамен жабылады:			
- қарастырылып отырған элемент үзілмейді	$0,7 l_1$	l_1	$1,4 l_1$
- қарастырылып отырған элемент үзіліп, фасонкамен жабылады	$0,7 l_1$	—	—

8.4.7.5 Басты арқалықтың немесе осы белдемеде ұзыннан байланысы жоқ «ашық» аралық құрылым фермасының қысылған белдеменің есептелген ұзындығын l_{ef} ұзындығы бойынша ауыспалы көлденең күшпен қысылған серпімді тіркеулердегі стерженнің орнықтылығы бойынша есептеліп анықтау қажет.

Аталған есептелген ұзындықты l_{ef} , м, мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (194)$$

мұнда l — параллель орналасқан белдемелері бар арқалықтар мен фермаларға арналған есептелген аралыққа, қисық сызықты жоғарғы белдемесі бар арқалықтарға және полигональді үстіңгі белдемесі бар фермаларға арналған белдеменің толық ұзындығына тең келетін белдеменің ұзындығы, м;

μ — есептелген ұзындық коэффициенті.

Параллель орналасқан белдемелері бар арқалықтар мен фермалардың белдемелері үшін, сондай-ақ полигональді үстіңгі белдемесі немесе қисық сызықты үстіңгі белдемесі бар фермалар үшін есептелген ұзындық коэффициентін μ 71-кесте бойынша анықтау қажет. Бұл ретте анағұрлым үлкен жылжудың аралықтың ортасында орналасқан жиек үшін алу керек.

8.4.7.6 Аркаларды орнықтылығына қарай есептеулер аркалар мен көлік қозғалатын бөліктегі элементтердің және сүйеп тұратын элементтерінің бірлескен жұмысының ескерілуімен жүргізіледі.

Тұрақты тұтас қималы арканың жалпы орнықтылығын тексеру кезінде есептік ұзындықты l_{ef} , м, мына формула бойынша оның жазықтығында анықтау қажет:

$$l_{ef} = \pi l \sqrt{\frac{8\alpha}{\zeta}}, \quad (195)$$

мұнда l — арка аралығының ұзындығы, м;

$\alpha = \frac{f}{l}$ — коэффициент (мұнда f — арканы көтеретін таяк);

ζ — 72-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

71-кесте – Есептелген ұзындық коэффициенті

ξ	Коэффициент μ	ξ	μ коэффициенті
0	0,696	150	0,268
5	0,524	200	0,246
10	0,443	300	0,225
15	0,396	500	0,204
30	0,353	1000	0,174
60	0,321	1000-нан жоғары	$0,174 \sqrt[4]{\frac{1000}{\xi}}$
100	0,290		

ЕСКЕРТПЕ 1 $\xi = l^4 / 16d\delta EI_m$,

мұнда d — белдемелерді көлденең ұзыннан жылжуларға қарсы бекітетін жиектер арасындағы аралық, м;

δ — жиек торабының күштің әсерінен $F = 1$; анағұрлым көп ұзыннан жылжуы, м, (тірек жиектерін санамағанда)

I_m — аркалықтың (ферманың) қысылған белдемесінің инерциясы моментінің тік оське қатысты орташа (аралықтың ұзындығы бойынша) мәні, м⁴.

ЕСКЕРТПЕ 2 Егер осы кестенің деректері бойынша алынған есептелген ұзындық $l_{ef} < 1,3d$, болса, оны серпімді теректердегі стерженнің орнықтылығына қарай анықтау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 3 Аралық мәндер үшін ξ коэффициентті μ сызықтық интерполяциямен анықтау қажет.

72-кесте –Коэффициенттер бойынша деректер ζ

Арканың типі	ζ коэффициенті
1 Аркамен аспалармен біріктірілген, иілгіш қыспасы* бар, астынан жүретін екі шарнирлі	$\zeta = 2\zeta_1$
2 Шарнирсіз	$\zeta = 2\zeta_1 + \alpha\zeta_2$
3 Үш шарнирлі	$\zeta = \zeta_1$ және $\zeta = \zeta_2$ ең азы
4 Аркамен бағандар арқылы біріктірілген, кесілмейтін қатандық аркалығы бар екі шарнирлі	$\zeta = \zeta_1 + (0,95 + 0,7\alpha^2)\beta\zeta_2$

* Қыспа мен арканың қаттылығының қатынасы 0,8 жоғары болғанда арканың есептік ұзындығы аркамен бағандармен біріктірілген қиылмаған қатандық аркалықпен екі шарнирлі арка үшін есептелетіндей есептеледі.

ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер:

ζ_1, ζ_2 — 73-кесте бойынша қабылданатын коэффициенттер;

α — Формула (195) қараңыз;

$\beta = \frac{EI_{bal}}{EI_{bog}}$, мұнда I_{bal} және I_{bog} — қатандық аркалықтары мен аркаларға сәйкес қималардың инерция моменттері.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Инерция моменті аралықтың ұзындығы бойынша орташа мәнінің $\pm 10\%$ шегінде өзгерген кездегі қимасы ауыспалы екі шарнирлі арка үшін ζ мәнін 72-кесте (4-поз) бойынша анықтауға жол беріледі. Бұл кезде EI_{bog} аралықтың төрттен бір бөлігіне алынады.

Барлық жағдайларда арканың есептелген ұзындығы l_{ef} жазықтығында бағандардың немесе аспалардың бекітпелерінің түйіндері арасындағы ара-қашықтықтан кем болмауы тиіс.

73-кесте - ζ_1 және ζ_2 коэффициенттері

α	Коэффициенттер		α	Коэффициенттер	
	ζ_1	ζ_2		ζ_1	ζ_2
0,1	28,5	22,5	0,5	36,8	44,0
0,2	45,4	39,6	0,6	30,5	—
0,3	46,5	47,3	0,8	20,0	—
0,4	43,9	49,2	1,0	14,1	—
ЕСКЕРТПЕ Аралық мәндер үшін α , ζ_1 және ζ_2 коэффициенттерін сызықтық интерполяциямен анықтау қажет.					

8.4.7.7 Айқаспалыдан басқа, кез келген торы бар ұзыннан және көлденең байланыстар элементтерінің есептелген ұзындығын l_{ef} төменде көрсетілгенде тең деп алу қажет:

- байланыс жазықтығында — бас фермаларға немесе арқалықтарға, сонымен қатар көлік қозғалатын бөлігінің байланыс элементтерінің бекітпелерінің ортасы арасындағы ара-қашықтыққа l_2 ;

- байланыс жазықтығынан — байланыс элементі осінің байланыс фасонкаларын бас фермаларға немесе Арқалықтарға, сондай-ақ көлік қозғалатын бөліктің арқалықтарына бекітетін болттарының шеткі қатарларының осімен қиысу нүктелері арасындағы арақашықтыққа l_3 .

Байланыстың бірін-бірі жабатын элементтерінің есептік ұзындығын l_{ef} келесідей алу қажет:

- байланыс жазықтығында — байланыс элементінің бас фермаға немесе Арқалыққа, сонымен көлік қозғалатын бөліктің арқалығына бекітілген жердің ортасынан есептелген кездегі ара-қашықтыққа тең — байланыс осьтері қиылысатын нүктеге дейін;

- байланыс жазықтығынан: созылған элементтер үшін — тең l_3 ; қысылған элементтер үшін — 70-кесте бойынша, бұл кезде l ретінде байланыс элементінің осі байланыс фасонкаларының бекітетін болттарының шеткі қатарының осімен қиылысатын нүктеден байланыс элементтерінің осьтері қиылысатын нүктеге дейінгі ара-қашықтық алынады, l_1 — ара-қашықтық l_3 .

айқаспалыдан басқа, кез келген торы бар байланыс элементтері үшін жалғыз бұрыштардан есептік ұзындықты l_{ef} ұштарындағы бекітетін шеткі болттар арасындағы

ара-қашықтыққа l тең алу қажет. Айқаспа байланыс торы кезінде $l_{ef} = 0,6l$. Қима инерциясының радиусын минималды етіп алу қажет ($i = i_{\min}$).

8.4.7.8 Тұтас қабырғалы арқалықтарда бір немесе бірнеше тірек болатын қатаңдық қырларынан тұратын тірек бағандардың және олармен түйісетін қабырға учаскелерінің есептік ұзындығын мына формула бойынша анықтау қажет:

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (196)$$

мұнда μ — есептік ұзындық коэффициенті;

l_c — домкратты арқалықтың үстінен жоғарғы белдемеге дейінгі немесе көлденең байланыстың ең жақын тұрған торабына дейінгі аралыққа тең арқалықтың тірек бағанының ұзындығы, м.

Тірек бағанның есептік ұзындығының μ коэффициентін мына формула бойынша анықтау керек:

$$\mu = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}}, \quad (197)$$

$$\text{мұнда } n = \frac{l_c}{I_c} \frac{I_r}{l_r},$$

бұл жерде I_c — қабырғаның жазықтығымен бірдей оське қатысты тірек баған қимасының инерция моменті, м^4 ;

I_r, l_r — тиісінше қима инерциясының моменті, м^4 , мен көлденең байланыстардың кермелерінің ұзындығы, м; «ашық» аралық құрылымдар үшін формулада (197) $n = 0$ деп алу қажет.

Тірек бағанның ауданын, инерция моментін және бір қатаңдық қыры бар инерция радиусын анықтаған уақытта оның қимасына тіректі қатаңдық қырынан басқа, ені $b_1 = \zeta_1 t$ түйісіп тұрған қабырғалар бөлігін кіргізу керек (мұнда t — қиманың қалыңдығы; ζ_1 — 74-кесте бойынша алынатын коэффициент).

74-кесте - ζ_1 коэффициентінің мәндері

Болат маркасы	ζ_1 коэффициентінің мәні
16Д	14
15ХСНД	12
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	11,5

Тірек бағанның ауданын, инерция моментін және арасы $b_2 = \zeta_2 t$ (мұнда ζ_2 — 75-кесте бойынша алынатын коэффициент) бірнеше қатаңдық қыры бар инерция радиусын анықтаған уақытта оның қимасына барлық аталған қатаңдық қырларын, араларындағы қабырғалардың бөліктерін, сондай-ақ шеткі қатаңдық қырларына сыртқы жағынан жанасатын ені $b_1 = \zeta_1 t$, болатын қабырғалардың бөліктерін кіргізу керек. Мұнда ζ_1 74-кесте бойынша алу қажет.

75-кесте - ζ_2 коэффициентінің мәндері

Болат маркасы	ζ_2 коэффициентінің мәні
16Д	44
15ХСНД	38
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	36

8.4.8 Шыбық элементтерінің шекті иілгіштігі

Стерженді элементтердің иілгіштігі 76-кестеде келтірілген мәндерден аспауы керек.

76-кесте - Стерженді элементтердің шекті иілгіштігі

Конструкциялардың элементтері	Көпірлердің стерженді элементтерінің шекті иілгіштігі	
	темір жол және жаяу жүргіншілер	автокөлік жол және қалалық
Бас фермалардың қысылған және қысылып-созылған элементтері; тіректердің бағандары; бас фермалардың белдемелерінің созылған элементтері	100	120
Белдемелерді қоспағанда, бас фермалардың созылған элементтері; есептік ұзындықты l_{ef} азайту үшін қызмет ететін элементтер	150	150
Бас фермалардың және ұзыннан Арқалықтардың, сонымен қоса тежегіш байланыстардың ұзыннан байланыстарының қысылған элементтері	130	150
Созылған	130	180
Көлденең байланыстардың элементтері: - тіректе - аралықта	130 150	150 150
Деңгейінде ұзыннан байланыстар жоқ көлденең байланыстар фермаларының белдемелері немесе ортақ жұмыс үшін бас арқалықтардың белдемелерімен біріктірілген плита	100	100
Құрамдас қысылған немесе қысылып-созылған элементтің тарамдары	40	40
Созылған	50	50

8.4.9 Болат конструкциялардың және олардың қосылыстарының элементтерінің төзімділігін есептеу

8.4.9.1 Болат конструкциялардың және бірігулерінің (қанаттардан басқа) элементтерінің төзімділігін мына формулалар бойынша есептеу қажет:

$$\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_w R_y m, \quad (198)$$

$$\tau_{\max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m, \quad (199)$$

мұнда $\sigma_{\max,ef}$ — абсолютті ең жоғары қалыпты кернеу (созатын – оң), МПа;

$\tau_{\max,ef}$ — бұрыш тігістер есептелген кезде абсолютті ең жоғары опырылу кернеу (бағыты оң болып қабылданады), МПа;

γ_w — коэффициент;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті.

$\sigma_{\max,ef}$ және $\tau_{\max,ef}$ кернеулерін 77-кестедегі формулалар бойынша және 6-бөлімнің 6.1.1-6.1.3 тармақтарында көрсетілген жүктемелерден (217) – (228) формулалар бойынша анықтау қажет.

77-кесте – Конструкциялардағы және оның бірігулеріндегі қалыпты кернеу

Кернелген күй	Анықтау формулалары $\sigma_{\max,ef}$
Созылу немесе қысылу	$\frac{N}{A_n}$
Басты жазықтықтардың біріндегі майысу	$\frac{M}{\alpha_3 W_n}$
Басты жазықтықтардың біріндегі майысып созылу немесе қысылу	$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W_n}$
Басты екі жазықтықтағы майысу	$\frac{M_{xy}}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_{yx}}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Басты екі жазықтықтағы майысумен қоса созылу немесе қысылу	$\frac{N}{A_n} \pm \left(\frac{M_{xy}}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_{yx}}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 Белгілеулер: M, M_x, M_y — 8.4.2.3.1 сәйкес анықталатын, қарастырылып отырған қимадағы келтірілген иілү моменттері; α_3 — 1,05 тең болып қабылданатын коэффициент.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Беріктілігі жоғары болттардағы фрикционды бірігулер бар элементтерді есептеген уақытта 77-кестедегі формулалар брутто қимасының сипаттамаларын көрсетеді.</p>	

γ_w коэффициентін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta_9 [(\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta)\rho]} \leq 1, \quad (200)$$

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

мұнда ζ — 1,0 тең коэффициент — темір жол және жаяу жүргіншілер көпірлері үшін және 0,7 — көлік жолы және қалалық көпірлер үшін;

ϑ — σ_{\max} анықтау кезінде ықпал ету желісінің жүктелу ұзындығына λ байланысты болатын коэффициент;

α , δ — болаттың маркасы мен жүктелу режимінің стационарлы еместігін ескеретін коэффициенттер;

β — У қосымшасының У.1 кестесі бойынша қабылданатын тиімді кернеу концентрациясының коэффициенті;

ρ — ауыспалы кернеу циклы асимметриясының коэффициенті.

ρ коэффициентін мына формулалар бойынша анықтау қажет:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (201)$$

$$\rho = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}}. \quad (202)$$

мұнда σ_{\min} , σ_{\max} , τ_{\min} , τ_{\max} — $\sigma_{\max,ef}$, $\tau_{\max,ef}$ сияқты формулалар бойынша және сол қимада анықталатын өз белгілерімен кернеудің абсолютті шамасы бойынша ең жоғары және ең төмен мәндер; $\alpha_3 = 1,0$ деп алу қажет.

Формулада (200) жақшадағы жоғарғы белгілерді формула (233) бойынша қабылдау қажет, егер $\sigma_{\max} > 0$, болса және әрдайым формула (199) бойынша есептеу үшін.

α және δ коэффициенттерін 78-кесте бойынша алу қажет.

78-кесте – α және δ коэффициенттері

Болат маркасы	Коэффициенттер мәндері	
	α	δ
16Д	0,64	0,20
15ХСНД	0,72	0,24
10ХСНД	0,81	0,20
390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс		

Дәнекерленген тігістер үшін γ_w коэффициенттерді анықтаған уақытта элементтің металлына қолданылғандай, α және δ , коэффициенттерінің мәндері алынады.

ϑ коэффициентін төменде көрсетілгендерге тең деп алу қажет:

$$\left. \begin{aligned} \lambda \geq 22 \text{ м кезінде } \vartheta &= 1; \\ \lambda < 22 \text{ м кезінде } \vartheta &= v - \xi\lambda; \end{aligned} \right\} \quad (203)$$

мұнда v мен ξ мәндерін 79-кесте бойынша алу қажет.

8.4.9.2 Қанаттардың төзімділігін мына формула бойынша есептеу қажет:

$$\sigma_{\max} \leq m_1 \gamma_{ws} R_{dh} m, \quad (204)$$

мұнда m_1 — қанаттың төзімділігін есептеген уақыттағы жұмыс шарттарының коэффициенті төменде көрсетілгендерге тең:

- қанаттардағы күштің жеке ретке келтірілуісіз керме және аспалы көпірлердің иілгіш көтергіш элементтері үшін — 0,83;

- алдын ала кернелген конструкциялардың кернелетін элементтері үшін және жеке ретке келтіру кезінде, соның ішінде қанаттарды монтаждау кезінде көрсеткіштің иілу шамасы бойынша керме және аспалы көпірлердің иілгіш көтергіш элементтері үшін — 1,0;

R_{dh} — 8.4.3.1 бойынша анықталатын қанаттың есептелген кедергісі;

γ_{ws} — кернеулердің ауыспалығын ескеретін және мына формула бойынша анықталатын коэффициент:

$$\gamma_{ws} = \frac{0,15}{\zeta \vartheta [(0,884\beta_s - 0,387) - (0,884\beta_s - 0,455)\rho]} \leq 1, \quad (205)$$

бұл жерде ζ, ϑ, ρ — 8.4.9.1 сәйкес алынатын коэффициенттер;

β_s — мәндері У қосымшасының У.2 кестесі бойынша қабылданатын кернеу концентрациясының тиімді коэффициенті;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті.

79-кесте - ν және ξ коэффициенттері

Кернеу концентрациясының тиімді коэффициенті β	Болаттар үшін ν және ξ коэффициенттерінің мәндері			
	16Д		15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	
	ν	ξ	ν	ξ
1,0	1,45	0,0205	1,65	0,0295
1,1	1,48	0,0218	1,69	0,0315
1,2	1,51	0,0232	1,74	0,0335
1,3	1,54	0,0245	1,79	0,0355
1,4	1,57	0,0258	1,83	0,0375
1,5	1,60	0,0271	1,87	0,0395
1,6	1,63	0,0285	1,91	0,0415
1,7	1,66	0,0298	1,96	0,0436
1,8	1,69	0,0311	2,00	0,0455
1,9	1,71	0,0325	2,04	0,0475
2,0	1,74	0,0338	2,09	0,0495
2,2	1,80	0,0364	2,18	0,0536
2,3	1,83	0,0377	2,23	0,0556
2,4	1,86	0,0390	2,27	0,0576
2,5	1,89	0,0404	2,31	0,0596
2,6	1,92	0,0417	2,36	0,0616
2,7	1,95	0,0430	2,40	0,0636
3,1	2,07	0,0483	2,57	0,0716
3,2	2,10	0,0496	2,62	0,0737
3,4	2,15	0,0523	2,71	0,0777
3,5	—	—	2,75	0,0797
3,7	—	—	2,84	0,0837
4,4	—	—	3,15	0,0977

8.4.10 Көтергіш элементтерді және қосылыстарды есептеу ерекшелігі

8.4.10.1 Негізгі фермалардың элементтері

8.4.10.1.1 Қима биіктігінің элементтің ұзындығына ара-қатынасы $1/15$ болған уақытта торлы басты фермалардың элементтері мен бірігулерін беріктілік бойынша есептеген уақытта түйіндердің қаттылығынан майысатын моменттерді ескеру керек. Бұл талап беріктілігі жоғары болттардағы торапты бірігулер бар торлы басты фермалардың элементтерінің төзімділігіне жүргізілген есептеулерге де қатысты; дәнекерленген торапты бірігулер кезінде төзімділікке есептеулерді қима биіктігінің элементтердің ұзындығына ара-қатынасының шамасына қарамастан түйіндердің қаттылығынан иілу моменттерінің ескерілуімен жүргізу керек.

Көлік қозғалатын бөлігінде жүктеменің тораптан тыс қосымшасынан осьтік күш пен майысудың бірлескен әсеріне жұмыс істейтін белдемесі бар торлы басты фермалардың беріктілігін қима биіктігінің панелдің ұзындығына ара-қатынасына қарамастан, аталған белдемелердің түйіндерінің қаттылығын ескеріп есептеу қажет. Қалған түйіндердің қаттылығын жоғарыда көрсетілгендей есептеу керек.

Аталған жағдайлардың бәрінде беріктілік бойынша есептеулерде түйіндердің қатаңдығынан иілу моменттерін 20% азайту қажет.

Эксцентриситетпен және ферма элементтерінің толық орталықтанбауынан (8.4.1.3 ескерілуімен) байланыстардың немесе көлденең диафрагмалардың жанасуынан иілу моменттерін толықтай ескеру қажет. Бұл талап олардың өз салмақтарының әсерінен торлы басты фермалар мен байланыстардың көлденең және көлбеу элементтерінен туындайтын иілу моменттерінің ескерілуіне де таралады. Бұл ретте осы иілу моменттерін элемент ұзындығының ортасында және ұштарында сүйелген бос элемент үшін 0,6 моментке тең ординаталармен параболамен таралған күйінде қабылдауға жол беріледі.

8.4.10.1.2 Қысылған элементтердің бос ұшын азайту үшін пайдаланылатын аралық құрылымның бағандарын, тартпаларын, кермелерін, байланыстарын және басқа да элементтерін қысылған элементтегі ұзыннан күштің 3% тең келетін қысылуға және созылуға қарай есептеу керек.

8.4.10.1.3 Тіреу торабына жанасатын басты фермалардың белдемелері мен тордың элементтерін осьтің күшіне және эксцентриситетпен бірге ұзыннан тежеу немесе тартылу күшінің жылжымайтын тіреу бөлігіне, сондай-ақ тіреу торабының ортасына қатысты бір катокты тірек бөлігі реакциясының эксцентриситетінен болатын иілу моментіне берілетін иілу моментіне есептеу керек.

Тірек торабының элементтері арасындағы иілу моменттерінің таралуын 8.4.1.3 сәйкес қабылдау қажет.

8.4.10.1.4 Қорапты және II тәріздес қималы аралық құрылымдарда торды немесе тұтас қабырғалы диафрагмалармен, сондай-ақ көлденең қырлармен және ортротропты плиталар мен Арқалық қабырғаларының табақтарымен түзілетін көлденең бекітулер беріктілікке, орнықтылыққа және күшке шыдамдылыққа тексерілуі тиіс. Мұндай тексеру әдетте, аралық құрылымдардың кеңістікті есептеумен жүргізіледі.

Конфигурациясы аралық құрылымның көлденеңіне сәйкес келетін жиектер немесе арқалықтар сияқты көлденең бекітулерді есептеуге болады, ал көлденең қырлардың

немесе диафрагмалардың қимасының құрамына – торлы немесе тұтас қабырғалы – басты арқалықтардың көрші қабырғалары арасындағы жалпы ені 0,2 тең, бірақ көлденең бекітпелер арасындағы аралықтан аспайтын табақ кіреді.

Тірек қималардағы көлденең бекітпелердің тірек бөліктер орналасқан жерде қатты тіректері бар. Мұндай бекітпелерді тірек реакциясына, жергілікті тігінен түсірілетін жүктемеге және қабырғалардың табақтарындағы және ортотропты плиталардың жиектемесі бойынша майысудан және осы тірекке жанасатын аралықтардың айналуынан болған кернеуге қатысты таралған көлденең қимаға есептеу керек.

Аралықта, оның ішінде күш бір жерге топтасқан (мысалы, кермелерден болған күш) орындарда орналасқан көлденең бекітпелерді қабырғалардың табақтары мен ортотропты плиталарда майысу мен айналдырудан болған кернеулер мен сыртқы күштердің ескерілуімен есептеу қажет.

8.4.10.1.5 Радиусы 1000 м аз қисық учаскелерде орналасқан тік жолды темір жол аралық құрылымдарындағы беріктілік пен шыдамдылыққа есептеулер жүргізу кезінде кеңістікті конструкция ретінде аралық құрылымды айналдыру кезінде туындайтын күштерді ескеру керек.

8.4.10.1.6 Конструкциялар көп сатылы тұрғызылған жағдайда монтаждау жұмыстарының аралық кезеңдерінде қималардың беріктілігін α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y коэффициенттері 1,0 тең деп алып, Формулалар (151) – (169) бойынша тексеру керек.

8.4.10.1.7 Кермелі жүйелердің аралық құрылымдарының кермелерінің ұзыннан деформациялануын төмендегі формула бойынша анықталатын келтірілген серпімділік модулін E_{ef} , ала отырып, анықтау қажет.

$$E_{ef} = - \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24} \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \quad (206)$$

мұнда E — 58 және 59 кестелер бойынша қабылданатын қанаттың серпімділік модулі;

ρ — қанат материалының тығыздығы, кН/м³;

g — тартылыс күшінің үдеуі;

l — керменің көлденең проекциясы, м;

A — қанаттың көлденең қимасының ауданы, м²;

S_1, S_2 — есептеу жүргізілетін жүктеме келтірілгенге дейінгі және кейінгі кермедегі күштің бастапқы және тиісінше кейінгі мәндері, кН.

Кермелердегі күшеюді рет-ретімен жақындатып анықтау қажет.

8.4.10.1.8 Кермелі және аспалы көпірлердің пилондары деформациялық есептеулердің негізінде беріктілік пен орнықтылыққа тексерілуі керек.

Жалпы орнықтылықты тексеру кезінде пилонның икемділігін ауыспалы қатаңдықтың, оның бекітілу жағдайларының және іргетастардағы және ригелдер, кабелдер, кермелер түйісетін түйіндердегі жүктемелердің ескерілуімен анықтау қажет.

Кермелі-арқалықты көпірлердің бір бағанды пилондары үшін кермелердегі күшеюден болатын қадағалайтын әсерді ескеру керек.

8.4.10.1.9 Алдын ала келтірілген кернеуі бар немесе реттелген конструкциялар алдын ала кернеу немесе реттеу жүргізу кезеңінің барлық сатыларында беріктілік пен

орнықтылық бойынша есептеулермен тексерілуі тиіс. Бұл ретте 8.3.13 бойынша жұмыс шарттарының коэффициенттерін, жүктеме бойынша сенімділік коэффициенттерін (1,0 артық немесе кем) – 6-бөлімнің талаптарына сай келетін алу және әр саты үшін есептеген кернеулерді қосу қажет. Есептеулер жүргізу кезінде M қосымшасына сәйкес релаксациядан, кернелетін элементтердің анкерлерінің үйкелуінен және икемділіктен болатын кернеудің жоғалтуларын ескеру керек.

8.4.10.2 Жүру бөлігінің элементтері

8.4.10.2.1 Көлік қозғалатын бөлігінде басты фермалармен бірлесіп жүргізілетін жұмыстардан болатын күшеюді көлденең жазықтықта мынадай бекітулер бар: ұзыннан жатқан арқалықтар шарнирмен бекітілген; байланыстар деңгейінде орналасқан көлденең арқалықтың белдемесі басты фермалардың белдемелеріне қатты, ал екінші белдемесі шарнирмен бекітілген деген болжаммен анықтау қажет.

Басты фермалардың белдемелерімен көлік қозғалатын бөлігіндегі элементтердің бірлескен жұмысынан туындайтын көлденең жазықтықта иілу моменттерінің M_y ескерілуімен көлденең арқалықтар қимасының беріктілігі бойынша есептеулерді M_y 20 % азайтып алып, (156) – (160) формулалар бойынша жүргізу керек.

Бастырмасы балластсыз плиталары бар көлік қозғалатын бөлігіндегі элементтердің беріктілігіне қатысты есептеулерде ұзыннан арқалықтармен бірлескен жұмысқа плиталардың кіргізілуінен болатын күшеюді есепке алу керек.

8.4.10.2.2 Басты фермалармен бірлескен жұмысқа кіргізілмеген көлік қозғалатын бөлігі бар аралық тор құрылымдардың ұзыннан арқалықтарын көлденең арқалықтарға түйістіру белдемелерінің бекітпелерінің конструктивті орындалымына қарамастан, беріктілік бойынша ажырамалы етіп есептеу қажет. Бұл ретте белдемелердің бекітпелерінің бөлшектері мен көлденеңге арқалықтардың қабырғаларын ҚР ҚН 3.03-12 (6.3.19) талаптарына сай үлестіріп ажырамалы арқалық аралығының ортасында 0,6 моментке есептеу қажет. Аталған ұзыннан арқалықтарды төзімділікке есептегенде иілу моменттерін серпімге икемді тіреулердегі ажырамалы емес арқалықтардың әсері келтірілетін сызықтармен анықтау қажет.

8.4.10.2.3 Торлы аралық құрылымдардың көлденең жатқан арқалықтарын көлденең арқалықтардан түзілген және торапты фасонкаларға басты фермалардың элементтерімен жанасып тұрған жиектердің элементтері ретінде есептеу керек.

Көлденең арқалықтардың, аспалардың, бағандардың тіреу қималарын (ал аспалар немесе бағандар болмаған жағдайда – қиғаш басты фермалардың) тігінен келтірілген жүктеменің әсерінен көлденең арқалықтардың майысуы салдарынан аталған элементтер түзген жиектердің элементтерінде пайда болатын иілу моменттеріне тексеру керек.

Темір жол көпірлерінің бір жолды аралық құрылымдарына арналған тұйықталған көлденең жиектердің элементтеріндегі иілу моменттерін мына формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

- көлденең арқалықтағы тірек болатын иілу моменті

$$M_{st} = \frac{Fa(B-a)}{B} \frac{1}{1 + \frac{H}{2B} \frac{I_{bal}}{I_c + I_t} \frac{G}{E} \frac{H}{2l_m}}, \quad (207)$$

- аспадағы немесе бағандағы иілу моменті;
- көлденең арқалық бекітілген жердің шетінде

$$M_c = M_{st} \frac{I_c}{I_c + I_t} \frac{G}{E} \frac{H}{2l_m}, \quad (208)$$

- көлденең байланыстар торабының көлденең арқалыққа жақын орталық деңгейінде, бол болмаған жағдайда басты ферманың қарсы беттегі белдемесінің ортасы деңгейінде

$$M_{cl} = -0,5M_c, \quad (209)$$

(207) және (208) формулаларда:

F — көлденең арқалықтың тірек реакциясы, кН;

a — басты ферманың белдемесі қимасының осі мен ұзыннан арқалық қимасының осі арасындағы аралық, м;

B — басты фермалардың белдемелерінің осьтері арасындағы аралық, м;

l_m — басты ферма панелінің ұзындығы (көлденең арқалықтар арасындағы аралық), м;

H — ферма жазықтығындағы бағанның немесе аспаның есептелген ұзындығы, м;

I_{bal} — ұзындығының ортасындағы көлденең Арқалық қимасының инерция моменті, м⁴;

I_c — басты ферманың параллель жазықтығының осіне қатысты аспаның немесе бағанның брутто қимасының инерция моменті, м⁴;

I_t — көлденең арқалыққа жанасатын ферма белдемесінің таза айналуының инерция моменті, м⁴.

8.4.10.2.4 Ашық аралық құрылымдарда төмен қарай жүргендегі көлденең жиектерді белдеме қимасының ауырлық түсетін ортасы деңгейіне жатқызылған және арқалықтың не болмаса ферманың қысылған белдемесіндегі ұзыннан күштің 2 % тең шартты көлденең күштерге есептеу қажет.

8.4.10.2.5 Көлік қозғалатын, қалалық, біріктірілген және жая жүргіншілер көпірлерінің ортотропты болат плиталары бар көлік қозғалатын бөлігінің элементтеріндегі күшеюді көлденең қырларды дискретті орналастыра отырып және плиталар мен басты фермалардың (арқалықтардың) бірлесіп жұмыс істеуін ескере отырып, кеңістікті есептік схемаларды қолдана отырып анықтау қажет.

Ортотропты плита элементтерінің беріктілігі мен орнықтылығын Φ қосымшасы бойынша, төзімділігін арнайы әдістеме бойынша есептеу қажет.

8.4.10.3 Байланыс элементтері

8.4.10.3.1 Айқасқан, ромб тәріздес және үшбұрыш торлары бар ұзыннан байланыс элементтеріндегі басты фермалардың немесе арқалықтардың белдемелерінің

деформациялануынан болған күшеюді олар жұмысқа қосылғаннан кейін әсері болатын тігінен келтірілетін жүктемеден анықтау қажет.

Ұзыннан арқалықтармен біріктірілмеген немесе арасы ажыратылып бекітілген ұзыннан байланыс элементтеріндегі күшеюді мына формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

- Байланыстар кермесі көлденең майысатын арқалық болған уақытта айқаспа тордың қиғашында

$$N_d = A_d (\sigma_f \cos^2 \alpha + \sigma_{mf} \sin^2 \alpha), \quad (210)$$

- айқаспа тордың басқа қиғаштарында

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha}, \quad (211)$$

- ромбы тәріздес тордың қиғашында

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (212)$$

- үшбұрыш тордың қиғашында

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{12I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (213)$$

- торы кез келген қиғашта кермеде

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \sin \alpha, \quad (214)$$

(210) – (214) формулаларда:

N_d, N_c — қиғаштағы және байланыс кермесіндегі күшею, кН;

$N_{d,lin}, N_{d,rec}$ — керменің сол және оң жағындағы қиғаштағы күшею, кН;

σ_f — басты фермасының белдемесіндегі қалыпты кернеу, МПа;

σ_{mf} — көлденең арқалықтың төменді белдемесіндегі орташа (иілу моменттерінің арқалықтың ұзындығы бойынша біркелкі таралмағандығының ескерілуімен есептеп шығарылған) кернеу, МПа;

A_d, A_c — қиғаш пен байланыс кермесі қимасының ауданы, м², керме көлденең иілетін арқалық болған кезде (210) – (213) формулаларда $A_c = \infty$ деп алу қажет;

I — тік оське қатысты басты ферма белдемесі инерциясының моменті, м⁴;

α — байланыс қиғашы мен басты ферманың белдемесі арасындағы бұрыш.

(210) – (213) формулаларда қабырғасы тұтас арқалық байланыстарының элементтеріндегі күшті анықтаған уақытта σ_f орнына байланыс жазықтықтары орналасқан деңгейдегі брутто ауданы бойынша есептелген басты арқалықтың қабырғасындағы кернеуді σ_w алу қажет; в (210) формулада σ_{mf} орнына σ_{mf} .сияқты есептеп шығарылған байланыс жазықтығында орналасқан деңгейдегі көлденең арқалықтың қабырғасындағы орташа кернеуді σ_{mw} алу қажет.

Жартылай қиғаш торы бар ұзыннан байланыс элементтеріндегі тігіннен келтірілген жүктеменің әсерінен болған күшеюді есепке алмауға болады.

8.4.10.3.2 Ромб тәріздес және үшбұрыш байланыс торлары бар, сонымен қатар қатандығы әртүрлі айқаспа кермелері бар басты фермалардың белдемелерінің беріктілігі мен төзімділігін белдемелерде байланыс элементтерінің деформациялануынан және байланыс түріне қарамастан, көлік қозғалатын бөлігіндегі көлденең арқалықтардың деформациялануынан пайда болатын иілу моменттерінің ескерілуімен анықтау керек.

Ромб тәріздес және үшбұрыш торлары бар байланыс жазықтығында әрекет ететін белдемедегі иілу моменттерін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \quad (215)$$

мұнда N_c — байланыс кермесіндегі күшею, кН;

l_m — белдемеге элементтерді бекітетін торлардың ортасындағы аралық, м.

8.4.10.4 Қосылыстарды есептеу

8.4.10.4.1 Дәнекерленген, фрикционды және болтты бірігулерді конструкция элементінде әрекет ететін барлық күштің берілуіне есептеу керек. Бұл ретте әдетте, элемент қимасының әрбір бөлігі (босауының ескерілуімен) оған келетін күшеюге лайық бекітілуі керек.

Мұндай шарт орындалмаған жағдайда жекелеген аймақтардың және бекітпе бөлшектерінің артық жүктелуін 60 және 82 кестелерде көрсетілген жұмыс шарттары коэффициенттерінің енгізуімен ескеру қажет.

Элементтің торапқа жалғыз фасонкамен бекітілуін есептеген кезде фасонканың жазықтығына перпендикуляр жазықтықтағы иілу моменттерін есепке алмау керек.

Бірігулердің ауырлық күшінің ортасы арқылы өтетін ұзыннан күшеюді болттар мен бекітпенің дәнекерленген тігістері арасында біркелкі тарату қажет.

Конструкциялардың төзімділікке есептелетін болтты бірігулеріне 40Х болат болттарды қолданбау қажет.

8.4.10.4.2 Дәнекерлеу тігістері қимасының t_w , мм, есептік биіктігін келесідей алу керек:

- түйісетін тігістер үшін:
- толықтай балқытылып дәнекерленетін бөлшектер үшін — $t_w = t_{\min}$;
- толықтай балқытылмай дәнекерленетін бөлшектер үшін — $t_w = t_{w,\min}$;
- бұрыштағы тігістер үшін:
- тігіс металлы бойынша — $t_f = \beta_f k_f$;
- балку шекарасындағы металл бойынша — $t_z = \beta_z k_f$,

мұнда t_{\min} — дәнекерленетін бөлшектер арасындағы ең жұқа қалыңдық, мм;

$t_{w,\min}$ — бөлшектерді толықтай балқытпай дәнекерлеу кезіндегі түйісетін тігіс қимасының ең жұқа қалыңдығы, мм;

k_f — бұрыш тігістің ең шағын катеті, мм;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

β_f, β_z — 80-кесте бойынша алынатын бұрыш тігістердің есептелген қималарының коэффициенттері.

8.4.10.4.3 Дәнекерленген тоғысатын бірігулерді келесідей есептеу керек:

- беріктілік деңгейі әртүрлі бөлшектерді дәнекерлеу кезінде, сондай-ақ $R_{wy} < R_y$ (бұл жағдайларда R_{wy} жобада көрсету керек) материалдармен дәнекерлеу кезінде;

- $l_w < b$ немесе $t_{w,min} < t$; $A_{w,n} < A$, болғанда түйісетін тұста әлсіреген жерлер немесе болғанда;

мұнда l_w — түйісетін тігістің толық ұзындығы, мм;

b, t — түйісетін бөлшектердің ені мен қалыңдығы, мм;

$A_{w,n}$ — түйісетін тігіс қимасының әлсіреген (мысалы, саңылаулармен) нетто ауданы, м²;

A — түйісетін аймақтағы түйісетін бөлшектердің брутто (немесе нетто) қиманың ауданы, м².

80-кесте – Бұрыш тігістердің есептік қимасының коэффициенттері

Дәнекерлеу сымының диаметрі, d , мм болған уақыттағы дәнекерлеу түрі	Тігістің орналасымы	Бұрыш тігістердің есептік қимасының коэффициенттері				
		Белгіленуі	тігіс катеттері k_f , мм			
			3–8	9–12	14–16	18 и более
d 3 бастап, 5 дейін болғанда автоматты	Қайықша	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Төменгі	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
d 1,4 бастап, 2 дейін болғанда автоматты және жартылай автоматты	қайықша	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Төменгі, көлденең, тігінен	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
$d < 1,4$ болғанда тұтас кималы қолмен басқарылатын жартылай автоматты сыммен және ұнтақты сыммен	қайықша, төменгі, көлденең, тігінен, төбелі	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

8.4.10.4.4 Орталықты тартылу немесе қысылу кезінде дәнекерленген түйіспе бірігулерді беріктілігі бойынша есептеу мына формула бойынша жүргізілуі керек:

$$\frac{N}{t_w l_w} \leq R_{wy} m, \quad (216)$$

мұнда m — 60-кесте бойынша алынатын жұмыс шарттарының коэффициенті.

Бір немесе екі басты жазықтықтағы иілу кезінде дәнекерленген түйіспе бірігулерді беріктілігі бойынша есептеу, сондай-ақ бір немесе екі басты жазықтықтағы иілумен осьтік

күштің әрекеттері (152) – (169) формулалар бойынша орындалуы керек. Мұнда α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y геометриялық параметрлер мен коэффициенттерді 8.4.10.4.3 сәйкес қабылданатын түйіспе бірігудің қимасы үшін есептеу, ал R_{ym} және R_{sm} орнына оң жақта тиісінше R_{wym} және R_{wsm} мәндерін қою қажет.

8.4.10.4.5 Ұзыннан немесе көлденең күш әсер еткенде бұрыш тігістері бар дәнекерлеу бірігулерінің беріктілігін кесікке (шартты) екі қима бойынша тексеру қажет (13-сурет):

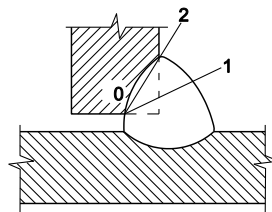
— тігіс металлы бойынша (қима 0 – 1):
$$\tau = \frac{N}{t_f l_w} \leq R_{wf} m; \quad (217)$$

— балқу шекарасындағы металл бойынша (қима 0 – 2):
$$\tau = \frac{N}{t_z l_w} \leq R_{wz} m, \quad (218)$$

мұнда l_w — тігістің толық ұзындығы, м;

t_f, t_z — тігіс қимасының есептелген биіктігі, м;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті.



13-сурет — Кесікке есептеу кезінде дәнекерленген бұрыш тігістің есептелген қималарының сызбасы

8.4.10.4.6 Жазықтықта, тігістер орналасқан перпендикуляр жазықтықта моменттің әсері болған уақытта бұрыш тігістері бар дәнекерленген бірігулердің беріктілігі бойынша есептеуді төмендегі формулалар бойынша екі қима үшін орындау қажет:

- тігіс металлы бойынша

$$\tau = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} m, \quad (219)$$

- балқу шекарасындағы металл бойынша

$$\tau = \frac{M}{W_z} \leq R_{wz} m, \quad (220)$$

(219) және (220) формулаларда:

W_f — тігіс металлы бойынша есептелген қима кедергісінің моменті, м³;

W_z — балқу шекарасындағы металл бойынша, м³.

8.4.10.4.7 Осы тігістердің орналасу жазықтығында моменттің күші болғанда бұрыш тігістері бар дәнекерленген бірігулерді беріктілігі бойынша есептеуді екі қима үшін мына формулалар бойынша жүргізу керек:

- тігіс металлы бойынша

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} m, \quad (221)$$

- балқу шекарасындағы металл бойынша

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} m, \quad (222)$$

(221) және (222) формулаларда:

I_{fx}, I_{fy} — басты осьтеріне қатысты тігістің металлы бойынша есептелген қима инерцияның моменттері, m^4 ;

I_{zx}, I_{zy} — балқу шекарасындағы металл бойынша, m^4 ;

x, y — осы қиманың басты осьтеріне қатысты тігістердің есептелген қимасының ауырлық орталығынан анағұрлым алшақ орналасқан тігіс нүктесінің координаттары, m

8.4.10.4.8 Қалыпты және жанаспалы кернеудің бір қимасында бір мезгілде әрекет еткен кезде дәнекерленген түйіспелі бірігулердің беріктілігін (172) формула бойынша тексеру қажет. Бұл формулада $\sigma_x = \sigma_{wx}$ және $\sigma_y = \sigma_{wy}$ — екі өзара перпендикуляр бағыт бойынша дәнекерленген бірігудегі қалыпты кернеу; $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ — дәнекерленген бірігудегі жанаспалы кернеу; $R_y = R_{wy}$.

8.4.10.4.9 Ұзыннан және көлденең күш пен момент бір мезгілде әсер еткен кезде бұрыш тігістері бар дәнекерленген бірігулерді беріктілігі бойынша есептеген уақытта төмендегі шарттарды орындау қажет.

$$\tau_f \leq R_{wf} m, \quad (223)$$

$$\tau_z \leq R_{wz} m. \quad (224)$$

мұнда τ_f, τ_z — ұзыннан және көлденең күш пен моменттің әсерінен болатын кернеудің геометриялық сомаларына тең тігіс металлы бойынша және балқу шекарасының металлы бойынша есептелген қимадағы кернеу, $Mпа$.

8.4.10.4.10 Өзара және иілетін арқалықтардың қабырғасына белдеме табақтарының бұрыш тігістерімен дәнекерленіп біріктірілген бірігудің беріктілігі бойынша есептеуді мына формулалар бойынша жүргізу керек:

- жергілікті қысым болмағанда:

- тігіс металлы бойынша

$$\tau = \frac{QS}{nt_f I} \leq R_{wf} m, \quad (225)$$

- балқу шекарасындағы металл бойынша

$$\tau = \frac{QS}{nt_z I} \leq R_{wz} m, \quad (226)$$

мұнда n — бұрыш тігістерінің саны;

- белдемеге жергілікті қысым әсер еткенде:

- тігіс металлы бойынша

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wf} m, \quad (227)$$

- балку шекарасындағы металл бойынша

$$\tau = \frac{1}{nt_z} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wz} m, \quad (228)$$

мұнда q — 6.3.1–6.3.3 және Е қосымшасы бойынша анықталатын тігінен келтірілетін жылжымалы жүктемеден болатын қысым.

8.4.10.4.11 Құрамдас тұтас қабырғалы қысылған элементтердің қимасының жекелеген табақ бөлшектерін қосатын дәнекерленген тігістерді элементтің бүкіл ұзындығы бойынша қабылданатын және төмендегі формула бойынша анықталатын шартты көлденең күшке Q_{fic} , кН есептеу қажет.

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l} (R_{yn} - \phi R_y), \quad (229)$$

мұнда W — тексеріліп отырған жазықтықтағы брутто элементі қимасының кедергі моменті, m^3 (табақ бөлшектердің перфорациялармен әлсіреуін ескермеңіз);

l — құрамдас элементтің ұзындығы, м;

ϕ — тексеріліп отырған жазықтықтағы элементтің орнықтылығы бойынша есептеу жүргізу кезінде ұзыннан иілудің коэффициенті.

Қысылып-майысқан құрамдас элементтердегі сол дәнекерленген тігістерді (229) формула бойынша және іс жүзінде анықталатын, көлденең күш сомасына – шартты Q_{fic} , тең келетін көлденең күшке Q_1 есептеу керек.

Егер құрамдас элементтің қимасында қатар орналасқан екі және одан көп табақ бөлшек ба болса, олардың әрқайсысына бекітуді төмендегі формула бойынша анықталатын көлденең күшке Q_i , кН есептеу қажет:

$$Q_i = Q_1 \frac{t_i}{\sum_{i=1}^n t_i}, \quad (230)$$

мұнда t_i — бекітілетін табақ бөлшектің қалыңдығы, мм;

n — қатар орналасқан табақ бөлшектердің саны.

8.4.10.4.12 Жекелеген қималары торапты фасонкаларға тікелей қосылмайтын құрамдас тұтас қабырғалы элементтердің басты фермаларының түйіндеріне жалғану кезінде қиманың жалғанбайтын бөлігінің жалғанатын бөлікке қосылған жерінің дәнекерленген тігістерін оған келтірілетін күштің берілуін есепке алып, жұмыс шарттарының коэффициенттерін m төмендегілерге тең деп алу қажет:

- 0,8 — қиманың A_v жалғанып отырған бөлігінің ауданының элементтің A қимасының бүкіл ауданына ара-қатынасы 0,6 дейін болғанда;

- 0,9 — $\frac{A_v}{A}$ ара-қатынаста 0,6 бастап, 0,8 дейін болғанда;

- 1,0 — $\frac{A_v}{A}$ ара-қатынаста 0,8 жоғары.

Бұл кезде дәнекерленген тігістің есептелген ұзындығын ферманың торапты фасонкасымен элемент аражабынының ұзындығына тең етіп алу қажет.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

8.4.10.4.13 Бір болт қабылдай алатын есептелген күш N_b мына формулалар бойынша анықталуы керек:

- кесікке

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A n_s, \quad (231)$$

- майысуға

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \sum t, \quad (232)$$

- созылуға

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (233)$$

(231) – (233) формулаларда:

R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} — болтты бірігулердің есептік кедергілері, МПа;

d — болт стерженінің диаметрі, м;

$A = \pi d^2 / 4$ — болт стержені қимасының ауданы, м²;

A_{bn} — нетто болт қимасының ауданы, м²; метрлік резьбасы бар болттар үшін A_{bn} мәнін МСТ 22356 бойынша алу қажет;

$\sum t$ — бір бағытта мыжылатын элементтердің ең жұқа жиынтық қалыңдығы, м;

n_s — бір болттың есептік кесіктерінің саны;

m_{b1} — 81-кесте бойынша алу қажет болатын бірігулердің жұмыс шарттарының коэффициенті.

81-кесте – Болтты бірігулердің жұмыс істеу шарттарының коэффициенттері

Бірігулердің сипаттамалары	Бірігулердің жұмыс шарттарының коэффициенті m_{b1}
Болттар бар кезде кесілу мен майысуға көп болтты:	
- жоғары дәлдікті	1,0
- қалыпты және ірі дәлдікті	0,9

8.4.10.4.14 Бірігу ауырлығының ортасы арқылы өтетін ұзыннан күш N әсерін тигізгенде бірігулердегі болаттар санын n мына формула бойынша анықтау қажет:

$$n \geq \frac{N}{m m_b N_{b,\min}}, \quad (234)$$

мұнда $N_{b,\min}$ — (231) және (232) формулалары бойынша есептеп шығарылған бір болтқа арналған есептік күштің ең төмен мәні

m, m_b — 60 және 82 кестелерге сәйкес қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенттері

8.4.10.4.15 Іілу моментінің бірігу жазықтығында әсер еткен уақытта күштің болттарға таралуын бірігудің ауырлық орталығынан қарастырылып отырған болтқа дейінді арақашықтыққа пропорционал алу қажет.

82-кесте – Болттардың жұмыс шарттарының коэффициенттері

Түйісу немесе бекітілу сипаттамасы	Болттардың жұмыс шарттарының коэффициенті m_b
Қимасының барлық бөліктері бір жақты бастырмалармен жабылған элементтің немесе оның тармағының түйісуі	0,9
Жабылмаған қиманың бір бөлігі болған жағдайда екі жақты бастырмалармен жабылған элементтің немесе оның тармағының түйісуі	0,9
Элементтің торапта жалғыз фасонкамен бекітілуі	0,9
Қиманың бір бөлігінің: - бір табак - екі немесе одан көп табак - қимасы болып қабылдануы мүмкін толық күштің кем дегенде 1/4 бірігуден алшақ төсеме сайын бекітілуі	0,9 0,8 0,9
Швеллердің шығыңқы сәресінің, бұрыштың немесе қорапты қималы көлденең жатқан табактың бұрыш шалақпен бекітілуі	0,7

8.4.10.4.16 Құрамдас арқалықтардың қабырғалары мен белдемелерін қосатын болттарды мына формулалар бойынша анықтау қажет:

- жергілікті қысым болмаған уақытта

$$a \frac{QS}{I} \leq N_{b,\min} m, \quad (235)$$

- жергілікті қысым q белдемесіне әсері келтірілген жағдайда

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q_2} \leq N_{b,\min} m, \quad (236)$$

(235) және (236) формулаларда:

a — белдеме болттарының аралығы;

$N_{b,\min}$ — 8.4.10.4.13 бойынша анықталатын бір болт үшін есептелген күштің ең төмен мәні;

S — арқалық белдемесінің бейтарап оське қатысты брутто статикалық моменті;

I — арқалық белдемесінің бейтарап оське қатысты брутто қима инерциясының моменті;

m — 60-кесте бойынша анықталатын жұмыс шарттарының коэффициенті.

8.4.10.4.17 Беріктілігі жоғары бір болтпен (бір болтконтактпен) тартылған біріктірілген элементтердің әрбір үйкелген беті өзіне қабылдауы мүмкін есептелген күшею Q_{bh} , мына формула бойынша анықталуы тиіс:

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (237)$$

мұнда P — беріктілігі жоғары болттың тартылу күші;

μ — 57-кесте бойынша қабылданатын үйкелу коэффициенті;

γ_{bh} — 83-кесте бойынша қабылданатын сенімділік коэффициенті.

**83-кесте – Жанасатын беттерді өндеудің әртүрлі тәсілдері кезіндегі сенімділік
коэффициенттері**

Бірігулердегі беріктілігі жоғары болттар саны	Жанасатын беттерді* төмендегі тәсілдермен өндеу кезіндегі сенімділік коэффициентінің мәні γ_{bh}					
	Құм сорғылап немесе Уатып сорғылап	фрикционды грунт немесе желім фрикционды жабып, уатып сорғылап	газ-алау	болат щеткалармен	уатып	саңылау бар жердегі металды 250 - 300 °С дейін газ-алаумен қыздырып, уатып
2–4	1,568	1,250	1,956	2,514	1,441	1,396
5–19	1,362	1,157	1,576	1,848	1,321	1,290
20	1,184	1,068	1,291	1,411	1,208	1,189
* Өңделетін жанасатын жабындардың (біреуі немесе екеуі де) санын 57-кесте бойынша алу қажет.						

Беріктілігі жоғары болттың тартылуының күшеюін P , кН мына формула бойынша анықтау қаже:

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (238)$$

мұнда R_{bh} — 8.3.8 бойынша анықталатын беріктілігі жоғары болаттың есептелген тартылуға кедергі келтіруі;

m_{bh} — беріктілігі жоғары болат айналдыратын моментпен тартылған уақыттағы 0,95 тең келетін жұмыс шарттарының коэффициенті.

8.4.10.4.18 Бірігудің ауырлық орталығынан өтетін ұзыннан күштің N әсері болған уақытта бірігудегі беріктілігі жоғары болаттардың санын n мына формула бойынша анықтау қажет:

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s}, \quad (239)$$

мұнда m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті;

Q_{bh} — (237) формула бойынша анықталатын бір болтоконтактқа келтірілетін есептелген күшею, кН;

n_s — бірігулердегі болттар саны.

8.4.10.4.19 Иілу моменті немесе ұзыннан күш бірігуінің жазықтығында иілу моментімен әсерлескен кезде болтқа келтірілетін күшеюді 8.4.10.4.15 және ҚР ҚН 3.03-12 (6.3.21) талаптарына сай анықтау қажет.

8.4.10.4.20 Құрамдас арқалықтардың қабырғалары мен белдемелерін біріктіретін беріктілігі жоғары болттарды мына формулалар бойынша есептеп шығару қажет:

- жергілікті қысым болмаған уақытта

$$a \frac{QS}{I} \leq n_s Q_{bh} m, \quad (240)$$

- жергілікті қысым q белдемесіне әсері келтірілгенде

$$a\sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq n_s Q_{bh} m, \quad (241)$$

(240) және (241) формулаларда:

n_s — бірігулердегі контакттар саны;

Q_{bh} — бір болтоконтакт қабылдайтын және (237) формула бойынша анықталатын есептелген күшею, кН; қалған мәндер - 8.4.10.4.16 келтірілгендей.

8.4.10.4.21 Егер басты фермалардың белдемелерінің және көлік қозғалатын бөлігінің бірлескен жұмысы арнайы көлденең диафрагмалармен қамтамасыз етілсе, ұзыннан арқалықтардың көлденең арқалықтарға бекітілуін ҚР ҚН 3.03-12 (6.3.19) талаптарының ескерілуімен көлденең күшке есептеу керек; бұл кезде тік бұрыштарды көлденең арқалықтарға бекітетін болттардағы күшеюді ернемекті бірігулерге анықтағандай анықтау қажет.

Торлы басты фермалары бар аралық құрылымдардың көлік жүретін бөлігіндегі арқалықтардың болтты және фрикционды бекітпелердің бірігулерін 84-кестеге сәйкес жұмыс шарттарының m_b қосымша коэффициентінің ескерілуімен тек көлденең келтірілетін күшке есептеуге жол беріледі.

8.4.10.4.22 Тұтас арқалықтардың фермалары мен белдемелерінің созылған элементтерінің түйіспе бастырмаларын беріктілік бойынша есептеу бастырмалар үшін жұмыс шарттары $m = 0,9$ коэффициентін енгізіп жүргізілу тиіс.

84-кесте – Жұмыс шарттарының m_b коэффициенттері

Бекітпенің сипаттамасы және болттар орналасқан орындар	Торап конструкциясының ерекшеліктері	Жұмыс шартының m_b коэффициенті
Барлық аралық құрылымдарда		
Көлденең арқалық торлы басты ферманың торабына бекітетін тік бұрыштар: - фермаға бекітілетін бұрыштар сөрелеріндегі болттар - сол сияқты көлденең арқалыққа	Конструкция тірек моментін қабылдауға пәрменсіз	0,85
	Конструкция тірек моментін қабылдауға пәрменді	0,9
	Конструкцияға қарамастан	0,9
Басты фермалардың көлік қозғалатын бөлігі мен белдемелерінің бірлескен жұмысы қамтамасыз етілмейді		
Ұзыннан арқалықты көлденең арқалыққа бекітетін тік бұрыштар: - көлденең арқалыққа бекітілетін бұрыштар сөрелеріндегі болттар - сол сияқты ұзыннан арқалыққа	Конструкция тірек моментін қабылдауға пәрменсіз	0,7
	Конструкция тірек моментін қабылдауға пәрменді	0,9
	Конструкцияға қарамастан	0,9

8.4.10.4.23 Торапты фасонкалардың табақтарын аталған элементтердің бекітетін шеттегі болттарының саңылауларының ортасын қосатын жиек бойынша төменде көрсетілген формуланың көмегімен созылған және қысылған элементтердің бекітілу беріктілігіне тексеру керек.

$$N \leq 0,675tR_y m \sum (0,212\alpha_i + 1)l_i, \quad (242)$$

мұнда N — элементтегі ұзыннан күшею;

t — түйінді фасонканың қалыңдығы, м;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті;

l_i — түйінді фасонканың тексеріліп отырған жиегінің i учаскесінің ұзындығы, м;

α_i — элементтің тексеріліп отырған жиегінің i учаскесі мен осінің бағыты

арасындағы бұрыш $\left(0 \leq \alpha_i \leq \frac{\pi}{2}\right)$, рад.

8.4.10.4.24 Түйінді болт-шарнирлердің беріктілігін есептік кедергілерді 48-кесте бойынша қабылдап, болтпен жанасатын пакеттердің осі бойынша шоғырландырылған күшпен жүктелген бос тұрған арқалық ретінде болттың иілуге жұмыс болжамында тексеруге болады.

8.4.10.5 Қосқыш тақтайшаларды және перфорирленген табақтарды есептеу

Теспе қысылған элементтердің біріктіретін жұқатақтайшаларын немесе тесілген табақтарды стерженнің бүкіл ұзындығында тұрақты болып алынатын және төмендегі формула бойынша анықталатын шартты көлденең күшке Q_{fic} , кН есептеу керек.

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \quad (243)$$

мұнда N — элементтегі қысылудың ұзыннан күшеюі, кН;

φ — біріктіретін жұқатақтайшалар немесе тесілген табақтардың жазықтығында элементтің орнықтылығын тексеру кезінде салыстырмалы эксцентриситетке e_{ef} ; байланысты С қосымшасындағы С.1-С.3 кестелер бойынша қабылданатын ұзыннан иілу коэффициенті.

α — 16Д, 15ХСНД және 0,018, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс маркалы болаттар үшін 0,024 – 0,00007 λ тең, бірақ 0,015, 0,017 асырылмай алынатын коэффициент

(мұнда λ — біріктіретін жұқатақтайшалар немесе тесілген табақтардың жазықтығындағы элементтің икемділігі).

Теспе қысылып-майысқан элементтердің жұқатақтайшалары мен тесілген табақтарын иілу кезінде іс жүзіндегі көлденең және шартты Q_{fic} , күшке тең келетін, (243) формула бойынша анықталатын көлденең күшке есептеу керек.

Орнықтылығы тексеріліп отырған біріктіру элементтері осі перпендикуляр, қатар тұрған бірнеше жазықтықтарда, орналасқан жағдайда көлденең күшті Q тарату керек:

- біріктіретін жұқатақтайшалар мен тесілген табақтар кезінде, сондай-ақ олардың үйлесімі кезінде - жұқатақтайшалар мен тесілген табақтардың барлық жазықтықтары арасында теңдей;

- тұтас табақ (пакет) және біріктіретін жұкатақтайшалар немесе тесілген табақтар болған кезде – тұтас табаққа (пакетке) Q_{bl} , кН тең келетін және төмендегі формула бойынша анықталатын көлденең күш алынады.

$$Q_{bl} = Q \frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \quad (244)$$

мұнда $A_{ef} — \sum bt_{ef}$; тең теспе элементтің брутто қимасының ауданы, м².

бұл жерде b және t_{ef} 8.4.4.2 бойынша анықталады;

$A_{bl,ef}$ — тұтас табақпен бірге жұмыс істейтін және төменде көрсетілгенге тең келетін элемент қимасының бір бөлігі

$$A_{bl,ef} = A_{bl} + 2t_v \zeta_1,$$

бұл жерде A_{bl} — тұтас табақ қимасының ауданы, м²;

t_v — тік табақтың немесе пакеттің қалыңдығы, м;

ζ_1 — 8.4.7.8 бойынша қабылданатын коэффициент.

Перфорация саңылауларының аралықтарындағы біріктіретін жұкатақтайшалар мен тесілген табақтарды қиғаш фермалардың элементтері сияқты көлденең күштің Q бір бөлігі деп қабылдау керек.

8.4.10.6 Тірек бөліктерді есептеу

8.4.10.6.1 Тірек бөліктердің элементтерін (катоктар, балансирлер, плиталар) әдеттегідей, серпімді негіздегі конструкциялар деп есептеу керек.

Барлық тірек бөліктердің жоғарғы балансирлердегі, қозғалмайтын тірек бөліктерінің төменгі балансирлеріндегі күшеюді жүктеме сүйену ауданы бойынша біркелкі таратылады деп болжап анықтауға жол береді.

8.4.10.6.2 Тірек бөліктердің есебін жүргізген кезде 6.3.10 және 6.4.5 талаптарын ескеру қажет, ал жылжымалы тірек бөліктер үшін сонымен қатар катоктардың, секторлардың және балансирлердің ұзыннан катоктарына тең келетін, нормативті жүктемелер мен әсерлерден болған қысымның берілу эксцентриситеттерін ескеру қажет.

Жылжымалы тірек бөліктердің тұрақты жүктемеден, динамикалық коэффициентпен уақытша тік жүктемеден, тіректер мен олардың негіздерінің деформациялануынан, сонымен қатар 6.4.4 көрсетілген температурадан ұзыннан қозғалуын анықтау қажет. Бұл кезде аралыққа қатысты фермалар арасындағы ара-қашықтықтың ара-қатынасы 1:15 артық болғанда аралық құрылымдар үшін жылжымайтын тірек бөліктерге келтірілетін, басты фермалар белдемелерінің 15 °С құрайтын температурасы өзгеру салдарынан туындайтын жүктемені ескеру қажет.

8.4.10.6.3 Анкерлік болттың бітелуін жұмыс шарттарының $m = 0,7$ коэффициентін енгізе отырып, ҚНЖЕ 2.03.01 (5.14) сәйкес есептеу керек.

8.4.10.6.4 Балансирлі тірек бөліктерінің цилиндр шарнирлеріндегі (цапфтардағы) майысу (беткі жабындардың ортадағы жанасу бұрышы 90° тең немесе одан жоғары болған уақытта) мына формула бойынша есептелуі керек:

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_{lp}m, \quad (245)$$

Катоктардың диаметралды қысылуы мына формула бойынша есептелу керек:

$$\frac{F_1}{2rl} \leq R_{cd}m, \quad (246)$$

(245) және (246) формулаларда

F — тірек бөлікке келтірілетін қысым, кН;

F_1 — анағұрлым жүктелген катокқа келтірілетін қысым, кН;

r — катоктың немесе шарнирдің бетіндегі қисықтың радиусы, м;

l — катоктың немесе шарнирдің ұзындығы, м;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті;

R_{lp}, R_{cd} — қатты тиген кезде жергілікті майысуға және бос тиген кезде диаметралды

қысылуға тең есептелген, 8.3.2 сәйкес қабылданатын кедергі, МПа.

8.5 Конструктивтік талаптар

8.5.1 Жалпы ережелер

8.5.1.1 Темір жол көпірлерде арқалықтары бөлек аралық құрылымдарда және көлік қозғалатын бөліктің ұзыннан арқалықтарында үстіңгі және төменгі белдемелер бойынша ұзыннан байланыстар болуы тиіс. Темір жол көпірлердегі арқалықтардың қабырғаларына ұзыннан байланыстарды бекітуге жол берілмейді.

Темір жол көпірлеріндегі «ашық» аралық құрылымдар (8.4.7.5) мен «ашық» көлік қозғалатын бөлікке техникалық-экономикалық негіздеме болған жағдайда және егер бос белдемелер көлденең арқалықтардың жазықтықтарында қатты жиектемелермен, ал көлік қозғалатын бөлігінде көлденең байланыстармен бекітілсе ғана жол беріледі.

Арқалықтар мен фермалардың (мысалы, темірбетон немесе болат плитаның) белдемелерін қатты байланыстырып тұратын элементтер болған жағдайда егер бұл монтаждау шарттары бойынша талап етілмесе, тиісті жазықтықта ұзыннан байланыстар жасауға болады.

Арқалы аралық құрылымдарда ұзыннан байланыстарды егер плиталары жоқ болса, арқа белдемелерінің бірінің жазықтығында және көлік қозғалатын бөлігінің жазықтығында жасау керек; торлы арқалар кезінде олардың арасында көлденең байланыстарды және белдемелердің екеуінде де ұзыннан байланыстарды қарастыру қажет.

8.5.1.2 Темір жол көпірлерде көлденең көпір жабыны болған уақытта ұзыннан арқалықтардың осьтері арасы 1,90 м, ал арқалықты клетка болмаған жағдайда басты арқалықтардың (фермалардың) осьтері арасы 2,00 м болу керек. Басты арқалықтардың (фермалардың) осьтері арасы үлкен болған жағдайда темірбетон немесе болат плитадан жасалған құрылғыны қарастыру керек.

8.5.2 Конструкция элементтерінің қимасы

8.5.2.1 Аралық құрылымдар мен тіректер элементтерінің бөлшектерінің ең жұқа қалыңдығы беріктілікке, орнықтылыққа, төзімділікке, қатандыққа және тербеліске жүргізілген есептеу бойынша қабылданады, бірақ 85-кестеде көрсетілген мәннен төмен болмайды.

85-кесте – Аралық құрылымдар мен тіректер элементтері бөлшектерінің ең жұқа қалыңдығы

Конструкциялардың бөлшектері	Конструкция бөлшектерінің ең жұқа қалыңдығы немесе қимасы, мм	
	темір жол көпірлерде және темір жол астындағы құбырларда	көлік жүретін, қалалық және жаяу жүргіншілер көпірлерінде және автокөлік жолы астындағы құбырларда
1 Кәдімгі орындалымдағы металл гофра құбырларға арналған иірімді табакты профилдер	2	1,5
2 Сол сияқты, солтүстік орындалымдағы құбырларға арналған	2,5	2
3 Табақ бөлшектер (4-6 поз. аталғандардан басқа)	10	10
4 Басты фермалардың түйінді фасонкалары мен дәнекерленетін иілетін басты арқалықтардың тік қабырғалары	12	10
5 Байланыстардың түйінді фасонкалары	10	8
6 Ортотропты плита мен жұқатақтайшаның қырлары түйісетін жерлердегі бастырмалар	8	8
7 Төсемелер	4	4
8 Көлденең орналасқан тірек табактар	20	20
9 Төсем табактары: - ортотропты плиталардың - ортотропты плита қабырғаларының	14 12	14 12
10 Басты фермалардың негізгі элементтеріндегі және көлік қозғалатын бөлігіндегі бұрыштар	100×100×10	100×100×10
11 Ұзыннан және көлденең арқалықтардың ернемек жапсыруларының бұрыштары	100×100×12	100×100×12
12 Байланыс элементтеріндегі бұрыштар	80×80×8	80×80×7
ЕСКЕРТПЕ Прокаттың келесідей ең қалың қалыңдығына жол беріледі, мм: 20 — кәдімгі болттармен тартылатын бөлшектер пакеттері үшін; 60 — көміртекті және аз қосындыланған болаттан жасалған дәнекерленген элементтер үшін; 16 — фрикционды бірігулер қолданылған уақытта түйіспе бастырмалар мен түйінді фасонкалар үшін.		

8.5.2.2 Торлы фермалардың құрамдас элементтерінде табақтардың есептелген енінің b қалыңдығына t қатынасы ζ төменде көрсетілген мәндерден аспауы тиіс деген талапты орындау қажет:

- 60 — қорапты элементтердің тік және көлденең табақтары үшін;
- 45 — Н-тәріздес элементтердің көлденең табақтары үшін;
- 20 — асылмалары бос (жиектеуі жоқ) табақтар үшін;
- 30 — асылмалары бар, жиектеулі бұрыштары немесе қырлары бар табақтар үшін.

Табақтың есептелген енін b келесі жағдайда ескеру керек:

а) ұзыннан жақтаулардың екеуі де бекітілгенде:

1) болтты бірігулер бар элементтер үшін — сол табақты оған перпендикуляр табақтарға немесе біріктіру байланыстарына жалғайтын болттардың ең жақын тұрған керткітер арасындағы ара-қашықтық;

2) дәнекерленетін және прокатты элементтер үшін — аталған табақтардың осьтері арасындағы ара-қашықтық;

б) бір ұзыннан жақтауды бекіткен кезде:

1) болтты бірігулері бар элементтер үшін — табақтың бос ұшынан болттардың ең жақын тұрған керткігіне дейін;

2) дәнекерленетін және прокатты элементтер үшін — табақтың бос ұшынан оған перпендикуляр ең жақын тұрған табаққа дейін;

8.5.2.3 Н-тәріздес қималы қысылған элементтерде көлденең табақтың қалыңдығы жалғанатын табақтардың енінен t_f кем дегенде:

- $0,4t_f$ — болтты бірігулері бар элементтерде;

- $0,6t_f$ — $h \ t_f \leq 24$ мм және $0,5t_f$ болғанда дәнекерленетін және прокатты элементтер үшін $t_f > 24$ мм болуы тиіс.

8.5.2.4 Фермалардың түйіндерін құрған уақытта 8.4.7.8 сәйкес түйінді фасонкалардың қысылған аймақтарының жергілікті орнықтылығын қамтамасыз ету қажет. Қажет болған уақытта бос жақтауларды жиектелетін бұрыштармен немесе қырлармен бекіту керек.

8.5.2.5 Екі таврлік дәнекерлеу арқалықтарын бір тік және екі көлденең табақтардан, ал қораптыны көлденең табақтардың белдемелі тігістерімен біріктірілген екі тік және екі тікелей жалғанған табақтардан жобалау қажет.

Егер дәнекерлеу арқалығы белдемесінің талап етілетін қалыңдығы 60 және 50 мм асса (кәдімгі және солтүстік орындалымдағы конструкцияларда), белдемелерде екі табақтан тұратын пакеттерді қолдануға жол беріледі.

Белдеме қимасын ені немесе қалыңдығы бойынша қиғаштауды, ал қажет болған жағдайда екеуін де бірге қарастыра келе, түйіскен тұстар бар аймақта 1:8 көлбеумен — созылған белдеме үшін және 1:4 — қысылған белдеме үшін өзгерту керек.

Екі табақтан тұратын белдемелерде ені 100 мм ғана өзгешеленетін табақтарды қолдану керек. Көлік жүретін және қалалық көпірлер үшін арқалықтар белдемелерінде беттесетін жақтауларда жасалған, жақтаулары есепке лайық тереңдік бойынша бөлінген дәнекерленген тігістермен біріктірілген, ені бірдей табақтардан жасалған пакеттерді қолдануға болады.

8.5.2.6 ҚР ҚН 3.03-12 (6.4.14) нұсқауларын ескеріп, арқалық аралығында өңделетін белдеме пакетінің сыртқы табағын табақ қимасының 50 % ауданының қосылуын

қамтамасыз ететін, теориялық үзілетін жеріне ұзындығы бойынша жалғастыру керек. Мұндайда мыналарды қарастыру қажет: осы табақтың ұшы тұсындағы қалыңдықты — 10 мм; ені бойынша симметриялы қиғаштарды (болдырмай) — 1:4 көлбеумен; қалыңдығы жағынан қиғашталу — созылған белдеме үшін 1:8 көлбеумен және 1:4 — қысылған. Қисық тұрған тігістер үшін табақтың ұшында катеттердің 1:2 ара-қатынасын (кішірек катет – тігінен) және белдеменің үздіксіз табағының негізгі металлына бірте-бірте өту үшін (радиусы кем дегенде 5 мм) механикалық өңделуді қарастыру керек.

8.5.2.7 Кесе көлденеңі ағаш көпір жабыны бар темір жол көпірлерде кесе көлденеңдер қысымының басты немесе ұзыннан арқалықтардың қабырғаларына орталықтандырылып берілуін қамтамасыз ету қажет. Бұл ретте жүктеме күшімен кесе көлденеңнің ұзыннан және көлденең байланыстардың элементтеріне тиіп кетуіне жол берілмеуі тиіс.

8.5.3 Тегіс иілетін арқалықтардың қатаңдық қыры

8.5.3.1 Тірек қималарда, жиналған күш берілетін орындарда (көпір кесе көлденеңдері сүйелетін орындарды қоспағанда) иілетін тұтас арқалықтардағы көлденең байланыстар орналасатын жерлерде жолақтардан, бұрыштардан немесе таврлерден қатаңдықтың көлденең қырларын қарастыру қажет.

Аралық кесе көлденеңдерін, сондай-ақ ұзыннан қатаңдық қырларын қабырғалардың жергілікті орнықтылығының дайындау, тасымалдау, монтаждау және пайдалану сатылары үшін жүргізілген есептеулерге сәйкес қарастыру қажет.

Жергілікті қысым болмаған жағдайда қатаңдықтың ұзыннан қабырғаларын қысылған белдемеден төменде көрсетілген қашықтықта орналастыру керек:

- қыры біреу болғанда — $0,20h_w$ бастап, $0,25h_w$ дейін;
- қыра екеу және одан артық болғанда: бірінші қыр — $0,15h_w$ бастап, $0,20h_w$ дейін; екінші қыр — $0,40h_w$ бастап, $0,50h_w$ дейін; үшінші қырды әдеттегідей, қабырға тұсына орналастыру қажет.

Қабырғаның есептік биіктігін h_w Т қосымшасына сәйкес алу керек.

Тек көлденең қырлармен нығайтылған қабырғасы бар арқалықтарда олардың шығыңқы бөлігінің b_h ені симметриялы жұп қыр үшін кем дегенде $(h_w/30)+40$ мм, бір жақты қыр үшін кем дегенде $(h_w/24)+50$ мм болуы тиіс; қырының қалыңдығы t_s кем дегенде $2b_h\sqrt{R_y/E}$ болу керек.

Қабырғаны көлденең және ұзыннан қатаңдық қырларымен нығайтқан уақытта олардың қима инерциясының моменттері көлденең қырлар үшін 86-кестенің және ұзыннан қырлар үшін 87-кестенің нормаларына сай болуы қажет (бір ұзыннан қыр кезінде).

Барлық арнауудағы көпірлердің аралық құрылымдарында қырларды қабырғаның бір жағына орналастыруға, сондай-ақ қабырғаның әр жерінен бір жақты көлденең және ұзыннан қырлардың орналастыруға жол беріледі.

Қатаңдықтың бір жақты қырларының инерция моменті құрамына қырдың (жалпак, бұрышты немесе таврлік) өзі және 8.4.7.8 бойынша анықталатын, ені $b_1 = \zeta_1 t$ қабырға

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

бөліктері, мұнда t – қиманың қалыңдығы кіретін құрамдас қиманың бейтарап осіне қатысты есептеп шығарылады.

86-кесте – Қатаңдықтың көлденең қырларының инерция моменттері бойынша деректер

μ	$I_s / (h_w t_w^3)$ көлденең қырлар үшін
0,75	0,80
0,62	1,44
0,50	2,8
0,40	4,6
0,33	6,6

ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер:
 I_s — көлденең қыр қимасы инерциясының моменті, м⁴;
 h_w — қабырғаның есептелген биіктігі, м;
 t_w — арқалық қабырғасының қалыңдығы, м;
 $\mu = a/h_w$; a — қатаңдықтың көлденең қырларының осьтері арасындағы ара-қашықтық, м.

87-кесте – Қатаңдықтың ұзыннан қырларының инерция моменттері бойынша деректер

$\frac{h_1}{h_w}$	Ұзыннан қырдың қима инерциясының қажетті моменті I_{sl}	Шекті мәндер I_{sl}	
		ең төмен	ең жоғары, есептеуде ескерілетін
0,20	$(2,5 - 0,5a / h_w) a^2 t_w^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$7 h_w t_w^3$
0,25	$(1,5 - 0,4a / h_w) a^2 t_w^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$3,5 h_w t_w^3$
0,30	$1,5 h_w t_w^3$	—	—

ЕСКЕРТПЕ 1 Белгілеулер:

h_1 — қатаңдықтың ұзыннан қырының осінен дәнекерленген арқалықтардағы ең жақын орналасқан белдеменің осіне дейінгі немесе болтты бірігулер бар арқалықтардағы белдеме бұрыштардың шеткі кертiгiне дейiнгi қашықтық, м;

a, h_w — 86-кестені қараңыз;

I_{sl} — ұзыннан қыр қимасы инерциясының моменті, м⁴;

t_w — арқалық қабырғасының қалыңдығы, м.

ЕСКЕРТПЕ 2 I_{sl} есептеген кезде аралық мәндер h_1/h_w үшін сызықтық интерполяцияға жол беріледі.

Қатаңдықтың ұзыннан қабырғаларының шығыңқы бөлігінің ең шағын өлшемдерін қатаңдықтың көлденең қабырғалары үшін жоғарыда келтірілген талаптарға сәйкес қабылдау керек.

Инерция моменті үлкен қырларды қою қажет болған жағдайда жолақтының орнына бұрыштар немесе таврлер түріндегі қатаңдықтың көлденең қырларын қолдану керек. Таврлік қиманың ұзыннан қырларын аралық құрылымның қорапты бөлігінің ішіне орналастырған уақытта қабырғаны нығайту үшін қолдануға жол беріледі. Бұрыштан шығатын ұзыннан қырларда тік сөре төмен қаратылуы тиіс.

8.5.3.2 Арқалық қабырғасына дәнекерленген қатаңдық қырларында, олар арқалықтың белдемелеріне, басқа бағыттағы қатаңдық қырларына, ал көлік өтетін

көпірлерде арқалықтың қабырғасына дәнекерленген байланыстардың фасонкаларына да түйісетін жерлерде биіктігі 120 мм және ені 50 мм дөңгелектеп ойылған жерлерді қарастыру қажет; қатаңдықтың тірек қырларында ойылған жердің енін 30 мм дейін, ал биіктігін 50 мм дейін азайтуға жол беріледі.

8.5.3.3 Шоғырланған күш берілетін жерлерде қатаңдық қырларының шетжақтарының арқалық белдемесінің табағына қарай әкелінуіне қарастыру қажет.

Дәнекерленген арқалықтардың қатаңдығының аралық көлденең қырларының ұштарына әдеттегідей, арқалықтардың белдеме табақтарын түйістіру керек. Мұны қамтамасыз ету үшін барлық көпірлердің қырларының ұштарына арнайы жалғастырғыш бөлшектерді орнату, темір жол көпірлерде қабырғаға фрикционды бірігулердің көмегімен жапсырылған қатаңдықтың бұрышты қырларын қолдану, ал көлік өтетін, қалалық және жаяу жүргіншілер көпірлерінде қырларды белдемелерге косып дәнекерлеу қажет. Бұл кезде көлік өтетін бөліктегі ортотропты плитаның көлденең қырлары бекітілетін қатаңдықтың көлденең қырларының шетжақтары конструкцияның орындалымына және белдемедегі кернеу белгісіне қарамастан және 8.5.6.9 талаптарының ескерілуімен арқалықтың белдемелеріне дәнекерленуі тиіс. 8.5.6.6 талаптарына сәйкес қыр үзілетін аймақты рәсімдей отырып, белдемелердің қасындағы қабырғадағы қатаңдықтың аралық көлденең қырларының опырылымдарын жасауға жол беріледі.

8.5.3.4 Дәнекерленген арқалықтардағы қатаңдықтың ұзыннан қырларын қатаңдықтың бір көлденең қырларын қою және қабырғаның қалыңдығын өзгерту есебінен жергілікті орнықтылықты қамтамасыз ету орынсыз болған жағдайларда ғана қолдану қажет.

8.5.3.5 Қабырғаға немесе сөреге дәнекерленетін қатаңдық қырының арқалығы, зауыттық немесе монтаждық дәнекерленген түйіспе тігістерге параллель қабырғалар немесе сөрелер кәдімгі орындалымдағы конструкцияларда кем дегенде $10t_w$ қашықтыққа және солтүстік орындалымдағы конструкцияларда $20t_w$ қашықтыққа алынып тасталуы керек.

Қабырғаға болттармен бекітілетін қатаңдық қыры ретінде пайдаланылатын бұрыш перосы немесе уатқыш қабырғаның түйіспе дәнекерленген тігісінен кем дегенде $5t_w$ қашықтықта алшақ болуы тиіс.

8.5.3.6 Қатаңдық қырларына екі жақты тұтас тігістермен бекітілген болуы керек.

Қатаңдық қырлары мен оларды қабырғаға бекітетін тігістерді қабырғаның түйіспе тігістері қиылысатын жерлерде үзуге жол берілмейді.

Барлық арнауадағы және орындалымдағы аралық құрылымдарда қатаңдық қырлары қиылысатын тұстарда ұзыннан қырлар мен олардың тігістерін үзбей жіберу, ал көлденең қырларды (тірек қырларынан басқа) үзіп, оларға бұрыш тігістерін бекіту керек; қабырғаның созылғаның аймағында бұл тігістерде катеттердің ара-қатынасы 1:2 болуы (ұзын катет ұзыннан қырда) және негізгі металға бірте-бірте көшу тиіс.

Қабырғаның болтты көлденең түйіспесінде қатаңдықтың ұзыннан қырлары үзілген кезде қырдың опырылу аймағының рәсімделуі 8.5.6.6 талаптарына сай келуі тиіс.

8.5.4 Алдын ала кернелген аралық құрылыстар

8.5.4.1 Тұрақты биіктігіндегі кесілмейтін арқалықтарда тартпаларды оң және теріс моменттер барынша аймақтарға орналастыру қажет.

Қабырғасы тұтас алдын ала кернелген арқалықтардың қимасын қысылған белдемесі көбірек симметриялы емес жобалау керек.

8.5.4.2 Алдын ала кернелген арқалықтар үшін арқалықтың ұзындығы бойынша белдемге жүктемемен жұмыс істеген уақытта олардың бүйірінен бірге қозғалуы және ұзыннан екі бөлек қозғалуы қамтамасыз етілетіндей кемінде төрт жерден тартпаның жалғануын қарастыру қажет.

8.5.5 Дәнекерленген, фрикциялы және бұрандама қосылыстар

8.5.5.1 Дәнекерленген бұрыш тігістерінің өлшемдерін төменде келтірілген технологиялық талаптарды ескере отырып, беріктілігі мен төзімділігіне қарай мүмкіндігінше минималды етіп алған жөн.

47-кестеде көрсетілген болаттар мен прокат қалыңдығы үшін қорапты, таврлік және Н тәріздес элементтердің біріктіретін ұзыннан бұрыш тігістерінің қимасының есептелген биіктігі кем дегенде 4 мм, ал қатаңдық қырын арқалықтың қабырғасына бекітетін тігістердің, сондай-ақ ортотроп плитаның жабатын табаққа бекітетін ұзыннан қырдың биіктігі кем дегенде 3 мм болуы тиіс.

Бұрыштағы алдыңғы немесе бүйір тігістің ұзындығы кем дегенде 60 мм және тігіс катетінің кем дегенде алты еселенген өлшемінде болуы тиіс.

8.5.5.2 Егер дәнекерленетін бөлшектер бір қимада үзілетін болса, қималары біріктіру тігістерінің көмегімен түзілетін дәнекерленетін арқалықтар мен конструкциялардың құрамдас элементтерінде таврлік және бұрыштық бірігулерді толықтай балқыту талап етілмейді. Опырылу бірнеше қимада болатын болса, опырылымнан 100 мм ұзындықта дәнекерленетін бөлшектердің таврлік немесе бұрыш бірігулердің толықтай балқытылуын қарастыру қажет.

Үзілуге жұмыс істейтін бірігулерде толықтай балқыту міндетті болып табылады.

Бұрыштағы айкастырылып дәнекерленген тігістердің көмегімен түзілген пакет бөлшектерінің үзілуіне жұмыс істеп түйіндер пайдалануға жол берілмейді.

Бір жақты бұрыш тігістермен түзілген тұйықталған құрамдас герметиктелген элементтердің бұрыштағы бірігулерінде дәнекерленетін жердің тереңдігі кем дегенде 4 мм – жұқарақ табақтың қалыңдығы 16 мм дейін және кемінде 5 мм болса – одан да жұқа табақтың қалыңдығы 16 мм артық болса болуы тиіс

Жекелеген бөлшектерді біріктіру үшін және конструкция элементтерін бекіту үшін үзілмелі тігістерді қолданбаған жөн.

8.5.5.3 Фрикционды бірігулердегі беріктілігі жоғары болаттарға арналған саңылаулардың номиналды диаметрлері 88-кестеде келтірілген.

8.5.5.4 Бірігулерді 89-кестедегі нормалар бойынша беріктілігі жоғары және кәдімгі болаттарды анағұрлым жинақ орналастырып жобалау қажет.

88-кесте – Беріктілігі жоғары болттарға арналған саңылаулардың диаметрлері

Бірігулер тобы	Саңылаулардың номиналды диаметрі, мм, болттардың номиналды диаметрі кезінде фрикционды бірігулер, мм			
	18	22	24	27
Конструкциялардың жобалық орналасымын айқындайтын негізгі көтергіш элементтер мен байланыстардың түйіспелері мен бекітулері	21	25	28	30
Бекітулер: конструкциялардың жобалық орналасымын айқындамайтын байланыстардың; ұзыннан арқалықтардың түйіспе бастырмаларының (балықтарының); тежегіш байланыстардың және көлік өтетін бөліктегі көлденең диафрагмалардың	23	28	30	33

89-кесте – Беріктілігі жоғары болттар мен кәдімгі болттардың орналасуы

Ара-қашықтықтың сипаттамалары	Норма
<p>1 Болттардың ортасы арасындағы ара-қашықтық:</p> <p>а) кез келген бағытта ең аз;</p> <p>б) созылу және қысылу кезінде шеткі қатардағы кез келген бағытта ең жоғары:</p> <p>1) табақтарда;</p> <p>2) бұрыштарда ²⁾.</p> <p>в) ортаңғы қатарларда ең жоғары:</p> <p>1) созылу және қысылу кезінде күшеюге көлденең;</p> <p>2) созылу кезінде күшею бойымен;</p> <p>3) қысылу кезінде сол сияқты.</p>	<p>$2,5d^{1)}$</p> <p>$7d$ немесе $16t$ 160 мм</p> <p>$24t$</p> <p>$24t$</p> <p>$16t$</p>
<p>2 Болттың ортасынан элементтің шетіне дейінгі аралық:</p> <p>а) күшеюдің бойымен және диагональ бойынша ең аз;</p> <p>б) күшеюдің ортасынан сол сияқты:</p> <p>1) механикалық өңдеуден кейін жиектер болғанда;</p> <p>2) «шаю-процесс» әдісімен және оттегі шымылдығы әдісімен прокатты немесе газбен кескеннен кейін жиектер болғанда.</p> <p>в) ең көп.</p>	<p>$1,5d$</p> <p>$1,5d$</p> <p>$1,3d$</p> <p>$8t$ немесе 120 мм</p>
<p>¹⁾ Кәдімгі болттар үшін $3,0d$ тағайындау қажет.</p> <p>²⁾ Екі қатарға орналасқан уақытта норма құрал тұрған қатарға жатады.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер:</p> <p>d — болттың номиналды диаметрі, мм;</p> <p>t — пакеттің сыртында орналасқан анағұрлым жұқа бөлшектің қалыңдығы, мм.</p>	

8.5.5.5 Беріктілігі жоғары болттардың санын кем дегенде есеу етіп алу қажет:

- басты фермалардың және көлік өтетін бөліктің бекітілген байланыстарында;
- бекітпенің немесе түйіспе бастырманың әрбір ұзыннан қатарында (түйіспенің осінен бастап санағанда).

Стержень кәдімгі болттармен бекітіліп тұрғанда ұзыннан қатардағы болттардың саны кем дегенде: қатар біреу болса — 3; қатар екеу және одан көп болса — 2; бұрыш шोлақтың шығыңқы сөресінде— 5 болуы тиіс.

Созылған және қысылып-созылған элементтердің түйіспелері мен бекітпелерінде алғашқы екі көлденең қатардағы (толық күшеюі бар элементтің немесе бастырманың қимасынан бастап санағанда) болттардың санын бірдей етіп алған жөн. Кейінгі қатарларда болттардың санын бірте-бірте ұлғайту қажет. Болттар екі қатарға орналастырылған түйіспелер мен бұрыш бекітпелерінде бірінші болт уатқыштың қасында орналасуы тиіс.

Күшею бойындағы болттар қатарының саны (8.4.10.4.23 орындалғанда) аз болуы керек.

Арқалықтар қабырғаларының ұзыннан және көлденең түйіспелерінде болттарды түйіспенің әр жағынан бір қатарға тізуге жол беріледі.

8.5.5.6 Негізгі элементтердің бұрыштарына қойылған болттардың диаметрін бұрыш сөресі енінің 1/4 асырмай қабылдау қажет.

Байланыс элементтерінде, қатандық қырларында, диафрагмаларда және т.с.с. диаметрі 22 мм болттарды, бұрыш сөресіне ені 80 мм және диаметрі 24 мм – бұрыш сөресіне ені 90 мм болттарды орнатуға болады.

Беріктілігі жоғары болттар көп фрикциионды бірігулерде олардың диаметрін үлкенірек алуға болады.

8.5.5.7 Түйіндер мен түйіспелердегі теспе басты фермалардың элементтерінің ауданы элементтің бүкіл жұмыс ауданының кем дегенде 50 % құрауы тиіс. Қима ауданы түзу жабылған уақытта бастырмалар бекітулерінде эксцентриситетті азайтып, ұзындығын ұлғайту қажет.

8.5.6 Конструкция бөлшектері

8.5.6.1 Конструкцияларда жанасатын қосылмаған бөлшектер (қатандық қырының Арқалық белдеулеріне жанасу орындарынан басқа), сонымен қатар тесіктер, саңылаулар, қуыстар және астаулар болмауы тиіс. Ылғал жиналуы мүмкін орындарда диаметрі кемінде 50 мм дренажды саңылауларды орналастыру керек.

Жоғары төзімді сымдардың болат арқандарында және байламдарында, олардың анкерлерінде, қосылу және жанасу орындарында коррозиядан сенімді қорғанышы болуы тиіс.

8.5.6.2 Саңылаулармен жабдықталған симметриялы қималы созылған элементтерде оларды торапты бұрандама-топсалармен жалғау үшін бұранда саңылауы арқылы өтетін қиықтың таза ауданы кемінде 140 %, ал элементтің шетжағынан бұранда саңылауына дейінгі қиық — элементтің есептік қимасынан кемінде 100 % болуы тиіс.

8.5.6.3 Бұрандалы қосылыстары бар сығылған құрама шыбықтардың тармақтары, сонымен қатар шоғырланған күштердің әсер ету орындарындағы сығылып-майысқан дәнекерлеу элементтерін көлденең диафрагмалармен бекіту керек.

Диафрагма фермаларының дәнекерленетін қорапты және Н-тәрізді элементтерін диафрагмалар және көлденең табақтар арасындағы кемінде саңылауы бар тік табақтарға ғана дәнекерлеу немесе бұрандалармен бекіту ұсынылады.

8.5.6.4 Қосымша бөлшектерді (кронштейндер, тіреуіш элементтері және тротуарлар, навигациялық белгілер және сигналдар және т.б.) негізгі арқалықтар элементтеріне және жүру бөлігінің арқалықтарына, сонымен қатар торлы негізгі фермалардың элементтеріне тікелей дәнекерлеуге жол берілмейді. Бұл бөлшектерді тек көлденең қатандық қырларына дәнекерлеуге жол беріледі; солтүстік орындалатын темір жол аралық құрылыстарында аталған бөлшектерді бұрандаларға бекіту керек.

Бойлық байланыстардың кергіштерін және диагональдарын, көлденең байланыстардың кергіштерін барлық мақсаттағы аралық құрылыстың арқалықтарының белдеулеріне тікелей дәнекерлеуге жол берілмейді.

Темір жол аралық құрылыстарда бойлық және көлденең байланыстардың элементтерін қатандық қырларына және байланыс фасондарына, негізгі элементтердің аратөсемдеріне, ал солтүстік орындалатын конструкцияларда және ұрлануға қарсы бұрыштарда арқалықтардың белдеуіне дәнекерлеуге жол берілмейді.

8.5.6.5 Металл жігінен негізгі металға бірқалыпты өтуін (кемінде 15 мм радиус) қамтамасыз ету үшін пайдалану кезеңінде темір жол аралық құрылыстардың бөлшектері мен элементтерінің созылған және сығылып-созылған көлденең түйіспелерінде механикалық өңдеу қарастырылуы тиіс; бұл талап арқалықтардың қабырғаларының көлденең түйісу жіктерінің шеткі учаскелеріне созылған аймақтың 40 % биіктік ұзындығына, бірақ созылған белдеуден бастап санағанда 200 м кем еме таралады.

8.5.6.6 Бойлық байланыстардың көлденең фасондарды тегіс арқалықтардың белдеулеріне тікелей аралыққа бекіту кезінде автожол, қала және жаяу жүргінші аралық құрылыстары үшін фасонканың барлық қалыңдығының толықтай балқуын және оны бұзылмайтын бақылау мүмкіндігін қарастыру керек.

Сонымен қатар фасонкалардың ұштарында дөңгелектерді және белдеуге біркелкі ауысуларды (кемінде 60 мм радиус) алу үшін оларды жіктердің ұштарымен бірге механикалық өңдеуді қарастыру керек.

8.5.6.7 Белдеулерге қатысты жылжытылған деңгейде орналасқан бойлық байланыстардың айқыш және жартылай қисық жүйелері кезінде автожол, қала және жаяу жүргінші аралық құрылыстары үшін, қабырғаға таврлы дәнекерленетін фасонкалар үшін 8.5.6.6-т. көрсетілген кернеу концентрациясын төмендету бойынша шараларды қарастыру керек. Бұл жағдайда орнықтылықты қамтамасыз ету және қабырғаға қатысты белдеудің тербелуін жою үшін арқалық қабырғасына әрбір байланыс торабының жазықтығындағы көлденең қатандық қырлары қойылуы тиіс.

Егер аталған фасонкалар көлденең қатандық қырларымен қиылысатын болса, фасонкаларды және олардың жіктерін үздіксіз орнату керек; көлденең қатандық қырының элементтерін фасонкаға дәнекерлеуді катеттердің 1:2 қатысымен (үлкен катет – фасонкада) бұрыштық жіктермен және фасонканың негізгі металына бірқалыпты ауысумен жүзеге асыру керек.

8.5.6.8 Тұтастай дәнекерленген автожол, қала және жаяу жүргінші аралық құрылыстарында фасонкаларға қиыстырып жалғанған байланыс элементтерін ҚР ҚН 3.03-12 (6.4.25) талаптарына сәйкес екі қапталмен және екі қарсы жіктермен бекіту керек; фасонкаға қатысты симметриялы орналастырылған жұп бұрыштардың байланыс элементтерін екі қапталды және бір қарсы (шетжақты) жікпен бекітуге жол беріледі.

Байланыс элементтерін бекіту жіктері және фасонкаларды арқалық қабырғасына, сонымен қатар көлденең қатаңдық қырларына бекіту жіктері арасындағы арақашықтықты кемінде 60 мм қабылдау керек.

8.5.6.9 Тік диафрагмаларды, қатаңдық қырларын және фасонкаларды аралықтағы созылған белдеуге дәнекерлеу жағдайында аталған элементтерді бекітетін көлденең жіктерді катеттердің 1:2 қатысымен (үлкен катет – белдеуде) және негізгі металға бірқалыпты ауыстыру арқылы жобалау керек.

8.5.6.10 Қарапайым орындалудағы конструкцияларда ұрлауға қарсы бұрыштарды дәнекерлеу арқалықтардың жоғарғы белдеуіне бойлық және көлденең бұрыштық жіктермен дәнекерлеуге жол беріледі. Бұл жағдайда көлденең жіктер үшін 8.5.6.9 көрсетілген кернеу концентрациясын төмендету бойынша шараларды, сонымен қатар негізгі металға бірқалыпты ауысуларды (кемінде 5 мм радиус) алу үшін механикалық өңдеуді қарастыру керек.

8.5.6.11 Болат арқанның (қисайту құрылғылары, пилон қалпақшалары және басқалары) немесе арқандағы сымдардың (анкерлі құрылғылар), сонымен қатар сығатын арқандардың (сығу, аспа қамыттар және т.с.с.) бағытын өзгертетін бөлшектердің конструкцияларында шетжақтары дөңгелектенген (арқанды шығару орнында) және қысқыш қаптамалармен қысқартылған (негізімен салыстырғанда) қисық сызықты көлденең қиманың науасын, 8.2.1 сәйкес алюминийден немесе басқа жұмсақ материалдан дайындалған аратөсемдерді қолдану керек. Бұл жағдайда электр химиялық коррозияны болдырмау үшін алюминиймен байланысатын болат арқандары және жоғарыда көрсетілген құрылғылардың болат бөлшектері қалыңдығы кемінде 20 мкм кадмий немесе мырыш жабындарымен қорғалуы тиіс.

8.5.7 Тақтайшалардың және перфорирленген табақтардың конструкциясы

8.5.7.1 Аралық тақтайшалардың ұзындығын l_s кемінде $0,75a$ қабылдау керек, мұндағы a — тақтайшаларды бекіту бұрандалары қатарларының (немесе дәнекерлеу жіктерінің) арасындағы арақашықтық.

Сығылған және сығылып-созылған элементтердің соңғы тақтайшаларын аралық тақтайшалардан 1,7 есе ұзын, созылған элементтерде – 1,3 есе қарастыру керек. Соңғы тақтайшаларды торапқа жақынырақ орналастыру керек.

Дәнекерлеу қорапты және Н-тәрізді элементтерде элемент шетжағына перфорацияның шығысына жол беріледі.

8.5.7.2 Тақтайшаның бір жағын бекітуге арналған бұрандалар санын төмендегідей қабылдау керек, кем емес:

- 4 — тек уақытша жүктемеге жұмыс істейтін элементтер үшін;
- 3 — тұрақты жүктемеге жұмыс істейтін элементтер үшін;
- 2 — жұмыс істемейтін элементтер үшін.

8.5.8 Бұрандамамен дәнекерленген аралық құрылыс конструкцияларының ерекшеліктері

8.5.8.1 Солтүстікте орындалатын бұрандамамен дәнекерленген аралық құрылыста түйіспелі, ал қарапайым орындалудағы конструкцияларда – элемент қималарын бұрандама саңылауларымен әлсірету бастырма компенсаторларын қолдануға жол беріледі.

Әлсірететін түйіспе компенсаторларының ұштарында (түйіспеде) 8.5.2.5 және 8.5.6.5 талаптарына сәйкес қисықтарды және қосылыстарды механикалық өңдеуді қарастыру керек.

Бастырма компенсаторларында әлсіретуді 1:1 көлбеумен ені бойынша қисықтарды қарастыру керек. Қисық жіктер үшін катеттердің 1:2 қатынасын қабылдау керек. Жіктен негізгі металға бірқалыпты ауысуды қамтамасыз ету үшін (кемінде 5 мм радиус) компенсатордың ұшындағы қисық жіктерді өңдеуді қарастыру керек. Қисық жіктер және саңылаудың бірінші қатарына дейінгі бойлық жіктердің учаскелері компенсатордың ауданын толықтай бекітуді қамтамасыз етуі тиіс. 16Д, 15ХСНД, 15ХСНДА және 10ХСНД, 10ХСНДА, 390-14Г2АФД және 390-15Г2АФДпс маркалы болат компенсатордың еніне оның қалыңдығының көп дегенде 44, 38 және 36-еселігі сәйкес келуі тиіс. Талап етілетін көп еніне екі бөлек компенсаторды қолдану керек, олардың жіктерінің арасындағы арақашықтықты кемінде 60 мм қабылдау керек. Бұрандаманың ортасынан бастап компенсатор шетіне дейінгі арақашықтықты бұрандама астындағы саңылаудың кемінде екі еселенген диаметрін қабылдау керек.

8.5.8.2 Автожол, қала және жаяу жүргінші аралық құрылыстардың бұрандамамен дәнекерленген қарапайым орындалудағы торлық фермалары үшін торапты фасонка-қыстырмаларды және дәнекерлеу арқылы белдеулермен жалғанатын фасонка-қосымшаны қолдануға жол беріледі.

Торапты фасонка-қыстырмалар және фасонка-қосымшаларда белдеуге бірқалыпты ауысуы тиіс (кемінде 250 мм радиус). Белдеу түйіспесінен және фасонка-қыстырмалардан бастап айналма басталғанға дейінгі арақашықтықты 70 мм қабылдау керек. Созылған және сығылып-созылған белдеулердің фасонка-қыстырмаларының түйіспе жіктері үшін 8.5.6 талаптарына жауап беретін механикалық өңдеуді қарастыру керек.

Фасонка-қыстырмаларда барлық қалыңдықтың толықтай балқытылуын және оны бұзылмайтын бақылау мүмкіндігін, сонымен қатар фасонка ұштарын механикалық өңдеуді қарастыру керек.

8.5.8.3 Бойлық және көлденең арқалықтардың белдеу табақтарының ұзындығын қабырға ұзындығынан кем қабылдау керек, қабырға бұрыштарына тікбұрышты дөңгелектенген кесіктерді (радиусы 15 мм) орналастыру керек, олардың тік шеттері үзілетін белдеу табағының шетжағымен дәл келеді.

Осыған ұқсас кесіктер негізгі фермаларға бекіту аймағында оның қабырғаларының биіктігін ұлғайту үшін көлденең арқалықтың жоғарғы белдеуіне дәнекерленетін фасонкаларда болуы тиіс. Фасонка соңының көлденең Арқалық белдеуімен байланысу конструкциясы 8.5.6.6 және 8.5.6.7 талаптарына сәйкес келуі тиіс.

Қажеттілігіне қарай қабырғада жоғарыда аталған кесік пайда болмай-ақ қос таврлы арқалық белдеуінің үзілуін орнатуда келесі қарастырылуы керек: белдік үзілу орнына 1:8

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

еңіспен 6 мм дейінгі қалыңдықта және 1:4 еңіспен 32 мм дейінгі ені бойынша қисаюы тиіс; белдеудің қисайған бөлігі ұзындығымен қабырғаға арқалықты бекіту толықтай балқытылуы тиіс. Сонымен қатар қабырғаға (екі жазықтықта да) бірқалыпты ауысуды (кемінде 60 мм радиус) алу үшін белдеу соңын механикалық өңдеуді қарастыру керек.

8.5.9 Жүру бөлігінің ортотропты плита конструкциясы

8.5.9.1 Автожол және қала көпірлерінің төсем табағының қалыңдығын t_{\min} кемінде 14 мм және формула бойынша алынған мәндерден кем емес қабылдау керек

$$t_{\min} = a \sqrt[3]{\frac{\xi P}{E}}, \quad (247)$$

мұнда a — бойлық қырлар арасындағы арақашықтық;

P — шоғырланған жүктемеден түсетін табақтағы максималды қысым, оны төсем конструкциясымен таратуды ескере отырып анықталған;

$\xi = 7,8$ немесе $15,6$ — жолақты және фасонды профильдерге сәйкес бойлық қырлары бар ортотропты плиталардың конструкциялары үшін қабылданатын коэффициент мәні.

8.5.9.2 Көлденең арқалықтардың қабырғаларымен қиылысатын орындардағы бойлық қырлар үзілмеуі тиіс. Автожол, қала және жаяу жүргінші көпірлерінде бойлық қырларды көлденең арқалықтардың қабырғаларындағы кесіктер арқылы өткізу және зауытта қабырғадағы немесе тірек пластинкасындағы кесіктің тік шетіне бұрыштық жіктермен дәнекерлеу керек (У қосымшасы, У.1-кесте, поз. 17). Бойлық қырлардың шетжақтарын көлденең қырлардың қабырғаларына дәнекерлеуге жол берілмейді.

8.5.10 Тірек бөліктерінің конструкциясы

8.5.10.1 25 м аспайтын аралықпен арқалықты аралық құрылыстарда топсалы-катокты немесе секторлы типті жылжымалы тірек бөліктері болуы тиіс.

Полимерлі материалдарды қолдану арқылы тірек бөліктерін қолдануға (сейсмикалық аудандарда – ұсынылады) жол беріледі.

8.5.10.2 Бір тіректе орналасқан тірек бөліктерінің орталары арасындағы 15 м аспайтын арақашықтық кезінде жан-жаққа жылжымалы тірек бөліктерін орнату арқылы немесе басқа тәсілмен тірек бөліктерінің біреуінің көлденең жылжығыштығын қамтамасыз ету керек.

Темір жол көпірлерінде жылжымайтын тірек бөліктерінің төменгі теңгерімдері және жылжымалы тірек бөліктерінің плиталары тіректерге анкерлі бұрандамалармен бекітіледі.

5.5.5 талаптарын орындамаған жағдайда аралық құрылыстардың ұштарын тіректерге анкерлік бұрандамалармен есеп бойынша бекіту керек.

9 БОЛАТТЕМІРБЕТОНДЫ КОНСТРУКЦИЯЛАР

9.1 Жалпы талаптар

9.1.1 Осы бөлімнің талаптарын темірбетонды плита негізгі болат арқалықтармен, фермалармен немесе бірлесіп жұмыс істеуге арналған жүру бөлігінің арқалықтарымен біріктірілген аралық құрылысты жобалау кезінде сақтау керек.

9.1.2 Болаттемірбетонды конструкциялардың материалдарының сапасына қойылатын талаптар және есептік сипаттамалары, сонымен қатар осы бөлімде қарастырылмаған есептеу және конструкциялау бойынша нұсқауларды 5–8 бөлімдеріне сәйкес қабылдау керек.

9.1.3 Есептеулерді әдеттегідей болат және темірбетон бөліктерін біріктіру жіктерінің иілгіштігін ескермей, тегіс қималардың гипотезасына сүйене отырып орындау керек. Біріктіру жіктерінің иілгіштігін аралығы кемінде 8 м арқалықтар және ұзындығы кемінде 8 м панельдері бар торлы фермалар үшін ескеру керек.

9.1.4 Болаттемірбетон конструкцияларды есептеулерде келтіру коэффициентін $n_b = E_{st}/E_b$ қолдану керек, мұндағы $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа — конструкциялық металдың болат бөлігінің серпімділік модулі, E_b — 7.2.14 бойынша анықталатын сығу және созу кезіндегі бетонның серпімділік модулі.

9.1.5 Есептеулер құрамы және оларда ескерілген серпімді емес деформациялардың түрлерін 90-кесте бойынша қабылдау керек. Әдеттегідей, серпімді емес деформацияларды статикалық анықталмайтын жүйелердің элементтеріндегі күштерді анықтау кезінде ескеру керек. X және Ц қосымшаларына сәйкес серпімділіктің шартты модульдерін қолдану арқылы бетонның серпімді емес деформацияларын жуықтап есептеуге жол беріледі.

9.1.6 Бетонның жылжығыштығын тұрақты жүктемелердің күштері мен моменттерін және әсерлерін анықтау барысында ескеру керек, егер бетондағы ең жоғары кернеулер олардан $0,2R_b$ асатын болса, мұнда R_b — 7.2.6 бойынша бетонның сығылуының есептік кедергісі.

Бетонның жылжығыштығының болаттемірбетонды конструкцияға әсерін анықтау барысында әдеттегідей конструкцияның темірбетон бөлігінің иілу қаттылығын $E_b I_b$ ескеру керек.

Бетонның жылжығыштығын X қосымшасына сәйкес жуықтап ескеруге жол беріледі, егер $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$, мұнда $E_{st} I_s$ — конструкцияның болат бөлігінің иілу қаттылығы.

Бетонның жылжығыштығынан кернеуленген арматураның керілуінің жоғалуы, сонымен қатар құрама темірбетон плитаның көлденең жіктерін сығудан туындаған қосымша деформацияларды X қосымшасына сәйкес анықтау керек.

9.1.7 Уақытша жүктеме бетондағы сығу күштерін ұлғайтатын темір жол көпірлерінің аймақтарының төзімділігін есептеуді X қосымшасына сәйкес бетонның дірілді жылжығыштығын ескере отырып орындау керек.

9.1.8 Бетонның шөгуін температура әсерлерін есептеулер кезінде ескеру керек. Бұл жағдайда бетонның шөгуінің түсіру әсері ескерілмейді.

Бетонның шөгуінің шекті салыстырмалы деформациясын ε_{shr} келесіге тең деп қабылдау керек — монолитті плита үшін $2 \cdot 10^{-4}$ және құрама плита үшін $1 \cdot 10^{-4}$.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Көлденең қима шектеріндегі бетонның шөгуінен теңдестірілген кернеулерді Ц қосымшасына сәйкес анықтауға жол беріледі.

Шөгу кернеулерінен бетонның жылжығыштығын шартты модуль есептеулерінде бетонның серпімділігін $E_{ef,shr} = 0,5E_b$ қолдану арқылы ескеруге жол беріледі.

90-кесте - Есептеулер құрамы және оларда ескерілген серпімді емес деформациялардың түрлері

Жүктемелер және әсерлер	Есептеулерде ескерілген серпімді емес деформациялар						
	Беріктігі және орнықтылығы бойынша	төзімділігі		жарықшақтануға төзімділігі		тік және көлденең қатаңдық	құрылысты көтеру ординатасы (құрама плитасы бар конструкциялар үшін)
		темір жол көпірлерінің статикалық анықталатын аралық құрылыстары	автожол және қала көпірлерінің аралық құрылыстары	жарықшақтанудың пайда болуы бойынша	жарықшақтардың ашылуы бойынша		
Тұрақты	<i>kr, us</i>	<i>vkr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	—	<i>kr, us</i>
Уақытша тік	<i>cr, pl</i>	<i>vkr, us</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>wud</i>
Температура және шөгу	<i>cr, pl</i>	—	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	—
Уақытша көлденең тік	<i>pl</i>	—	—	—	—	<i>wud</i>	—
Тасымалдау, монтаждау кезінде, бастапқы кернеуде және реттеу кезінде	<i>wud</i>	—	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	<i>wud</i>
<p>ЕСКЕРТПЕ Белгілеу:</p> <p><i>kr</i> — бетонның жылжығыштығы;</p> <p><i>us</i> — құрама темірбетон плитаның көлденең жіктерін сығу;</p> <p><i>vkr</i> — бетонның дірілді жылжығыштығы;</p> <p><i>cr</i> — темірбетондағы көлденең жарықшақтар (әрекет етуші барлық жиынтық жүктемелері);</p> <p><i>pl</i> — болат және бетонның шектеулі пластикалық деформациялары (әрекет етуші барлық жиынтық жүктемелері және тек қиманы тексеру кезінде);</p> <p><i>wud</i> — серпімді емес деформацияларды есептемегенде;</p> <p>«—» — есептеу жүргізілмейді.</p>							

9.1.9 Температура әсерлерін есептеулерде қиманың темірбетон және болат бөліктерінің температураларының айырмасын ескеру керек. Температуралардың айырмасын әдеттегідей жылу физикалық есептеулер негізінде анықтау керек.

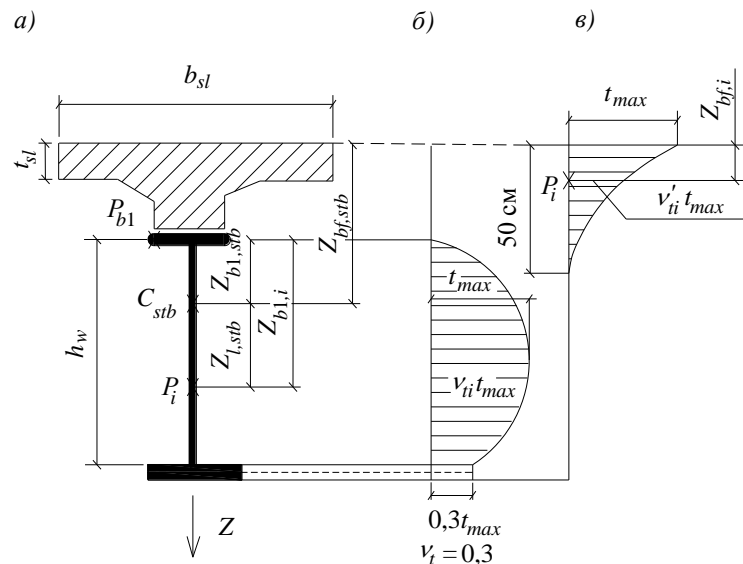
Температура әсерлерін есептеулерді кимадағы температураларды болаттемірбетонды аралық құрылыстың ұзындығы бойынша өзгертусіз бөлуді қабылдап және темірбетон плитаның және болат конструкциялардың $t_{n,max}$ температураларының айырмаларының келесі нормативтік ең жоғарғы мәндеріне сүйене отырып орындауға жол беріледі:

а) үстімен жүрген кезде тұтас қабырғалы болат арқалықтары бар аралық құрылыстар үшін (14 а - сурет):

- болаттың температурасы темірбетонның температурасына қарағанда жоғары болғанда және 30° және одан жоғары горизонтқа еңкейткен кезде арқалық күн сәулелерінің әсерінен қызған жағдайларда, — 30°C ;

- болаттың температурасы темірбетонның температурасына қарағанда жоғары болғанда, бірақ арқалық күн сәулелерінің әсерінен қызбаған жағдайларда, — 15°C ;

- болаттың температурасы темірбетонның температурасына қарағанда төмен болғанда, — минус 15°C ;



а) — көлденең кима схемасы; б) — киманың болат бөлігінің биіктігі бойынша температуралардың айырмасының қисық сызықты эпюрасы; в) — арқалықтың кимасының жоғарғы бөлігі үшін температуралардың айырмасының қисық сызықты эпюрасы.

14-сурет — Болаттемірбетон конструкциясының көлденең қимасы және температуралардың айырмасының есептік эпюралары

б) үстімен жүрген кезде негізгі торлы фермалары бар аралық құрылыстар үшін:

- күнмен жарықтандыру жағдайларына тәуелсіз ферманың болат элементтерінің температурасы темірбетонның температурасына қарағанда жоғары болғанда, — 15°C ;

- ферманың болат элементтерінің температурасы темірбетонның температурасына қарағанда төмен болғанда, — минус 10°C ;

в) тұтас қабырғалы негізгі арқалықтары бар немесе негізгі торлы фермалары бар және олардың арасына астынан немесе ортасынан жүретін темірбетон плита орналасқан аралық құрылыстар үшін:

- болаттың температурасы темірбетонның температурасына қарағанда жоғары болғанда, — 20°C ;

- болаттың температурасы темірбетонның температурасына қарағанда төмен болғанда, — минус 15 °С;

г) жүру бөлігінің темірбетон плитасына жүру төсемесінің төсемін орналастырмай-ақ (орналастырғанға дейін) үстімен жүретін автожол және қала көпірлерінің жүру бөлігіндегі және аралық құрылыстарындағы балластсыз плитамен темір жол көпірлерінің аралық құрылыстары үшін, температура темірбетонның температурасы болаттың температурасына қарағанда жоғары болған жағдайда — 20 °С.

Температура әсерлерінен туындайтын күштерді және кернеулерді анықтау керек:

- а) аталғанға сәйкес — i -ші нүктедегі ординатасымен температуралар айырмасының қисық сызықты эпюра қимасының болат бөлігінің биіктігі бойынша қабылдау арқылы (14 б-сурет)

$$t_{ni} = t_{n,\max} \nu_{ii} = t_{n,\max} \sqrt{3,91 \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3,82 \left(\frac{Z_{b1,i}}{h_w} \right)^2}, \quad (248)$$

мұнда $Z_{b1,i}$, h_w — 14 а-суретті қараңыз;

- б) және в) аталғандарға сәйкес — қиманың болат бөлігінің барлық биіктігі бойынша температуралар айырмасының тікбұрышты эпюрасын қабылдау арқылы;

- г) аталғанға сәйкес — 14 в-суреті бойынша және i -ші нүктедегі ординатасымен температуралар айырмасының қисық сызықты эпюрасын қабылдау арқылы:

$$t_{ni} = t_{n,\max} \nu'_{ii} = t_{n,\max} \left(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1 \right)^2, \quad (249)$$

мұнда $Z_{bf,i}$ — 14 в-суретті қараңыз.

Үстінен жүретін аралық құрылыстарда қорапты қиманың болат бөлігін қос таврлы қиманың арқалығына шартты түрде бөлуге жол беріледі және бұл жағдайда 14 б-суретіне сәйкес температуралардың айырмасын ескеру керек.

Көлденең қима шектерінде температураның өзгеруінен туындайтын теңдестірілген кернеулерді Ц қосымшасына сәйкес анықтауға жол беріледі.

9.1.10 Созылған темірбетон плитаны беріктігі және жарықшақтануға төзімділігі бойынша есептеу керек. Жарықшақтануға төзімділігі бойынша талаптардың дәрежесін 7.5.1.1 сәйкес қабылдау керек.

Пайда болған жарықшақтарды есепке ала отырып темірбетон плитаны созу кезіндегі қаттылығы $E_r A_r / \psi_{cr}$ формуласымен анықталады, мұнда E_r , A_r — сәйкесінше серпімділік модулі, МПа, және плитаның бойлық арматурасы қимасының ауданы, м²; ψ_{cr} — жарықшақтану арасында бетонды созу жұмысына жартылай тартуды ескеретін және 91-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

Статикалық айқындалмаған жүйелердегі күштерді темірбетон плантадағы көлденең жарықшақтардың болуының әсерін ескеру арқылы анықтау керек.

Бойлық арматурасы түйіспейтін сығылмаған құрама темірбетон планта үшін созу кезіндегі қаттылығын нөлге тең деп қабылдау керек.

91-кесте – Жарықшақтану арасында бетонды созу жұмысына жартылай тартуды ескеретін коэффициент

Арматура	ψ_{cr} коэффициент мәні		
	есептеу кезіндегі темір жол көпірлері үшін		беріктігін және жарықшақтануға төзімділігін есептеулер кезіндегі автожол және қала көпірлері үшін
	беріктігі бойынша	жарықшақтануға төзімділігі бойынша	
Тегіс; төзімділігі жоғары сымның байламдары; болат арқандар	1,00	1,00	0,70
Мерзімдік кескін	1,00	0,75	0,50

9.1.11 Қима құрамындағы ескерілетін темірбетон плитаның b_{sl} есептік енін болат конструкцияның осінен екі жақтағы плитаның асылмаларының есептік мәндерінің қосындысы ретінде анықтау керек (15-сурет). Плитаның асылмасының есептік шамасын әдеттегідей кеңістікті есептеумен анықтайды; 92-кестеге сәйкес асылманың мәнін қабылдауға жол беріледі.

92-кесте - Плита асылмасының болат бөлігіне қатысты қалпы

Плита асылмасының болат бөлігіне қатысты қалпы, асылманы белгілеу	Плитаның параметрі l	Плита асылмасының есептік мәні
Көршілес болат элемент жағындағы асылма b	$4B$ жоғары $4B$ кем	$B/2$ $a + 6t_{sl}$, $B/2$ артық емес және $l/8$ кем емес
Консоль жағындағы асылма b_c	$12C$ жоғары $12C$ кем	C $a + 6t_{sl,c}$, C артық емес және $l/12$ кем емес

ЕСКЕРТПЕ Белігілеулер:

a — темірбетон қырының немесе вуттың енінің жартысы, ал олар болмаған жағдайда — темірбетон плита және болат белдеу түйіспесінің енінің жартысы, м;

$t_{sl}, t_{sl,c}$ — сәйкесінше аралықтағы және консольдегі темірбетон плитаның орташа қалыңдығы (қырын немесе вутты шегерген кезде), м;

l — плитаның параметрі, м, келесілерге тен:

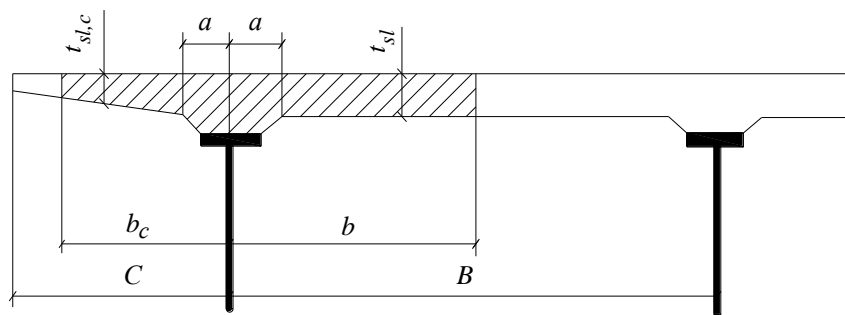
- аралық ұзындығына — негізгі арқалықтар немесе фермалар үшін;

- панел ұзындығына — жүру бөлігінің бойлық арқалықтары үшін;

- негізгі фермалар арасындағы арақашықтыққа немесе көпірге көлденең темірбетон плитаның еніне, егер ол осы арақашықтықтан аз болса, — жүру бөлігінің көлденең арқалықтары үшін;

B — қаттылығы бойынша бірдей болат конструкциялардың осьтері арасындағы арақашықтық (15-суретті қараңыз), м;

C — болат конструкцияның осінен плитаның конструктивті консольді асылмасы (15-суретті қараңыз).



15-сурет — қима құрамында ескерілген темірбетон плитаның есептік енін анықтауға арналған схема

9.1.12 Темірбетон плитаның A_b ауданын, ал айналуын есептеулерде — оның қалыңдығын t_{sl} және қырының немесе вуттың енін 9.1.4 сәйкес n_b келтіру коэффициентіне бөлінген деп қабылдау керек. Серпімді емес деформацияларды есептеу кезінде бетонның серпімділігінің шартты модульдері бойынша табылған келтіру коэффициентін қолдануға жол беріледі, ол X және Ц қосымшаларына сәйкес анықталады.

Бетонмен ұстасатын бойлық арматураның ауданын келтіру коэффициентіне бөлінген деп қабылдау керек $n_r = E_{st}/E_r$, мұндағы E_r — кернеуленбеген E_{rs} немесе кернеуленген E_{rp} арматураның серпімділік модулі, 35-кесте бойынша қабылданады.

Құйманы, жүру төсемінің төсемесін және есептік көлденең қима құрамындағы темір жол жолдарының жоғарғы құрылысын ескерудің қажеті жоқ.

9.1.13 Бола және берілген қиманың ауырлық орталарын брутто қимасы бойынша анықтау керек.

Қималардың бұрандама саңылауларының әлсіреуі 8.4.1.5 сәйкес ескеріледі.

9.1.14 Монтаждау кезінде болат арқалықтардың беріктігін және орнықтылығын 8.4.4.6, 8.4.4.7 және 8.4.7.4 сәйкес тексереді.

Бастапқы кернеу, тасымалдау және монтаждау кезінде конструкциялардың және олардың элементтерінің беріктігін және жарықшақтануға төзімділігін болат және бетонның серпімді жұмысына шамалап тексеру керек. Тексеруді бетонның жылжығыштығын, шөгуін және көлденең жіктерді сығуды ескермей, бірақ 7 бөлімге сәйкес бастапқы кернеудің жоғалу ықпалын ескерумен жүзеге асыру керек.

9.2 Болаттемірбетонды конструкцияларды есептеу

9.2.1 Беріктігін есептеу

9.2.1.1 Болаттемірбетон арқалықтарының жоғарғы сығу белдеуінде туындайтын оң иілу моментіне әсер етуін есептеуді 93-кестедегі формулалар бойынша темірбетон плитаның ауырлық ортасы деңгейінде бетондағы σ_b кернеудің және σ_r кернеу кезінде бетонның деформациясына жауап беретін бойлық арматурадағы σ_r кернеудің мәндеріне байланысты А, Б немесе В есептік жағдайларының (16-сурет) біреуі бойынша орындау керек.

93-кесте - Беріктігін есептеуге арналған формулалар

Критерийлер және тексерулер	Есептеу жағдайларындағы критерийлерге және беріктікті тексеруге арналған формулалар		
	А	Б	В
Критерийлер: қатандық қатынастары	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—	—
бетондағы кернеу*	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \geq m_b R_b$	
93-кесте - Беріктігін есептеуге арналған формулалар (жалғасы)			
есептік бойлық арматурадағы кернеу*	$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} < m_r R_r$		$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} \geq m_r R_r$
Тексерулер: темірбетон*	—	—	$\frac{k}{E_{st}} \left(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{bs}} \right) - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq \varepsilon_{b, lim}$
жоғарғы болат белдеу*	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_l m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$	
төменгі болат белдеу *	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$

* Сығу — «+», созу — «-».

ЕСКЕРТПЕ 1 Белгілеулер:

$M = M_1 + M_2$ — толық иілетін момент (M_1 және M_2 сияқты сәйкесінше белгісімен қабылдайды);

M_1 — жұмыстың бірінші кезеңнің иілу моменті (жүктемені конструкцияның болат бөлігі қабылдайды), кН·м;

M_2 — жұмыстың екінші кезеңнің иілу моменті (жүктемені болаттемірбетонды конструкция қабылдайды), бетонның жылжығыштығын, көлденең жіктерді сығуды, темірбетон плитаның созылған аймақтарындағы көлденең жарықшақтардың түзілуін, сонымен қатар бетонның шөгуін және температураның өзгеруін ескере отырып статикалық айқындалмайтын жүйелер үшін анықталады, кН·м;

σ_{bi} , σ_{ri} — бетондағы және бойлық арматурадағы бетонның жылжығыштығынан, МПа, құрама плитаның көлденең жіктерін сығудан, бетонның шөгуінен және температураның өзгеруінен бетонның көлденең қимасының ауырлық ортасы деңгейінде туындайтын көлденең болаттемірбетондағы теңдестірілген кернеулер (темірбетон плитаның температурасы 9.1.9 г, сәйкес, болатқа қарағанда жоғары болған жағдайдан басқа, және есептеулерді 93 – 95-кестелердің формулалары бойынша жүргізеді);

$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$ — болат арқалықтың көлденең қимасының нетто ауданы, м²;

A_{s1} , A_{s2} , A_w , A_b , $A_r = A_{rs}$ — төменгі және жоғарғы болат белдеулерге, тік болат қабырғаларға, плита бетонына, плитаның бойлық кернеуленбеген арматурасына сәйкесінше көлденең қима элементтерінің ауданы, м²;

$W_{b, stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b, stb}}$; $W_{s1, s} = \frac{I_s}{Z_{s1, s}}$; $W_{s2, s} = \frac{I_s}{Z_{s2, s}}$ — кедергі моменттері, м³;

$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$ — бетон қимасының ауырлық ортасы деңгейіндегі шартты кедергі моменті, м³;

I_{stb}, I_s — болатқа және болат арқалықтың көлденең қимасында берілген арқалықтың болаттемірбетонды көлденең қимасына сәйкес нетто инерция моменттері, m^4 ;

$Z_{b, stb}, Z_{bs}, Z_{s1, s}, Z_{s2, s}$ — 16-суретте көрсетілген арақашықтық;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$ — 9.1.12 бойынша қабылданатын келтіру коэффициенті;

n_b — 9.1.4-т. бойынша қабылданатын келтіру коэффициенті;

$\varepsilon_{b, lim} = 0,0016$ — бетонның көлденең қимасының ауырлық ортасы деңгейіндегі бетонның салыстырмалы шекті деформациясы (болаттемірбетонды конструкциялар үшін);

$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$ — 8.3.1 және 8.3.2-т. бойынша болат конструкцияның материалына, 7.2.6 бойынша бетонның сығылуына, 7.3.5-т. бойынша кернеуленбейтін бойлық арматураға сәйкес есептік кедергілері;

93-кесте - Беріктігін есептеуге арналған формулалар (жалғасы)

$\alpha_3 = 1 + \eta(\alpha - 1)$ — болат арқалықтың иілу моментінің және осьтік күштің бірлескен әрекетіне беріктігін есептеу кезіндегі кедергі моментінің түзету коэффициенті;

$\alpha_4 = \frac{\alpha_3}{m_1}$ — жоғарғы болат белдеуді тексеру кезінде кедергі моментінің түзету коэффициенті, кемінде 1,0

қабылданады;

α — коэффициент, 8.4.2.2.1 бойынша қабылданады;

η — коэффициент, 94-кесте бойынша қабылданады;

m — 8.3.13 бойынша қабылданатын болат конструкцияның жұмыс шарттарының коэффициенті;

m_b — 7.2.7 бойынша қабылданатын бетонның жұмыс шарттарының коэффициенті;

m_r — 7.2.11 – 7.3.13 бойынша қабылданатын арматураның жұмыс шарттарының коэффициенті;

$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$ — жоғарғы болат белдеудің жұмыс шарттарының коэффициенті, оны іргелес

кернеуленбеген бетонға түсіруді ескереді және 1,2 артық емес қабылданады;

k — пластикалық деформациялар дамыған жағдайда бетонның салыстырмалы деформацияларын

ұлғайтуды ескеретін коэффициент; бұл жағдайда $k = 1$, егер $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{s2, s}} \leq m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s}$;

егер $m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{s2, s}} \leq [1 + \eta(\alpha - 1)] \left(m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s} \right)$,

k шекті мәндер арасындағы интерполяцияны анықтайды $k = 1,0$ және $k = 1,0 + \frac{0,0009 E_{st}}{m R_y}$.

ЕСКЕРТПЕ 2 93 – 95-кестелерде белгіленген:

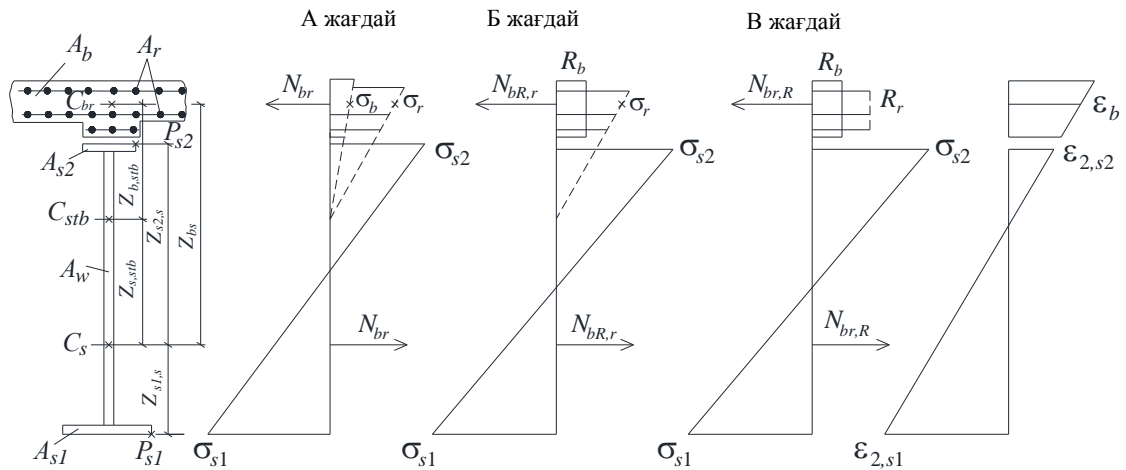
$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r$ — А және Г жағдайлары үшін;

$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r \sigma_r$ — төменгі белдеуді тексерген кезде Б жағдайы үшін;

$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r R_r$ — жоғарғы белдеуді тексерген кезде Б жағдайы үшін, сонымен қатар В жағдайында;

$N = N_{rR} = A_r R_r$ — жоғарғы белдеуді тексерген кезде Д жағдайы үшін;

$N = N_r = A_r \sigma_r$ — $A_r R_r$ артық емес — төменгі белдеуді тексерген кезде Д жағдайы үшін.



16-сурет — Иілетін оң моментті қабылдайтын болаттемірбетонды көлденең қимадағы күштер, кернеулер және деформациялар

94-кесте - η коэффициенттерінің мәндері

A_{s_2}	$N/A_s m R_y$ кездегі η коэффициентінің мәні, тең														
A_{s_1}	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,7
0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,98}$	$\frac{1,0}{0,94}$	$\frac{1,0}{0,90}$	$\frac{1,0}{0,87}$	$\frac{1,0}{0,81}$	$\frac{0,99}{0,75}$	$\frac{0,98}{0,67}$	$\frac{0,96}{0,58}$	$\frac{0,95}{0,45}$	$\frac{0,92}{0,28}$	$\frac{0,88}{0,52}$	$\frac{0,83}{0,68}$	$\frac{0,75}{0,76}$	$\frac{0,63}{0,82}$
0,2	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,97}$	$\frac{1,0}{0,92}$	$\frac{1,02}{0,87}$	$\frac{1,03}{0,80}$	$\frac{1,04}{0,70}$	$\frac{1,05}{0,57}$	$\frac{1,06}{0,38}$	$\frac{1,07}{0,49}$	$\frac{1,06}{0,61}$	$\frac{1,05}{0,72}$	$\frac{1,02}{0,82}$	$\frac{0,99}{0,91}$	$\frac{0,90}{0,99}$	$\frac{0,75}{1,05}$
0,4	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,04}{0,90}$	$\frac{1,08}{0,8}$	$\frac{1,12}{0,67}$	$\frac{1,14}{0,52}$	$\frac{1,16}{0,34}$	$\frac{1,19}{0,53}$	$\frac{1,20}{0,68}$	$\frac{1,21}{0,84}$	$\frac{1,20}{0,98}$	$\frac{1,18}{1,12}$	$\frac{1,16}{1,22}$	$\frac{1,13}{1,30}$	$\frac{1,09}{1,38}$	$\frac{1,04}{1,42}$
0,6	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,10}{0,84}$	$\frac{1,19}{0,64}$	$\frac{1,28}{0,40}$	$\frac{1,35}{0,56}$	$\frac{1,40}{0,75}$	$\frac{1,44}{0,95}$	$\frac{1,46}{1,13}$	$\frac{1,47}{1,30}$	$\frac{1,46}{1,45}$	$\frac{1,45}{1,58}$	$\frac{1,42}{1,69}$	$\frac{1,39}{1,76}$	$\frac{1,35}{1,84}$	$\frac{1,30}{1,90}$
0,8	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,20}{0,61}$	$\frac{1,39}{0,51}$	$\frac{1,55}{0,84}$	$\frac{1,70}{1,12}$	$\frac{1,83}{1,36}$	$\frac{1,93}{1,60}$	$\frac{1,98}{1,86}$	$\frac{2,00}{2,08}$	$\frac{2,02}{2,29}$	$\frac{2,01}{2,47}$	$\frac{1,99}{2,52}$	$\frac{1,97}{2,50}$	$\frac{1,91}{2,46}$	$\frac{1,84}{2,38}$
1,0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,29}{1,29}$	$\frac{1,63}{1,63}$	$\frac{2,04}{2,04}$	$\frac{2,47}{2,47}$	$\frac{2,86}{2,86}$	$\frac{3,20}{3,20}$	$\frac{3,38}{3,38}$	$\frac{3,49}{3,49}$	$\frac{3,56}{3,56}$	$\frac{3,57}{3,57}$	$\frac{3,53}{3,53}$	$\frac{3,43}{3,43}$	$\frac{3,29}{3,29}$	$\frac{3,05}{3,05}$

ЕСКЕРТПЕ 1 А, Б және В жағдайларын 9.2.1.1 бойынша (16-сурет), Г және Д — 9.2.1.3 бойынша қабылдау керек (17-сурет).

ЕСКЕРТПЕ 2 A_{s_7} — ауданы бойынша болат арқалықтың аз белдеуі.

ЕСКЕРТПЕ 3 Сызықтың үстінде болат арқалықтың ауданы бойынша аз белдеуінде кернеу моменттен және осьтік күштен жинақталатын жағдайдағы η мәндері берілген; сызықтың астында — болат арқалықтың ауданы бойынша көп белдеуінде кернеу моменттен және осьтік күштен жинақталатын жағдай үшін.

ЕСКЕРТПЕ 4 N қалыпты күшті темірбетон плитадағы сығу кернеулері кезінде созылатын болат арқалықты және сығылатын болат арқалықты қабылдау керек — темірбетон плитадағы және арматурадағы созылатын кернеулер кезінде (формуладағы N күшін екі жағдайда да «плюс» белгісімен қою керек).

95-кесте - Беріктікті тексеруге арналған формулалар

Критерийлер және тексерулер	Есептеу жағдайларындағы критерийлерге және беріктікті тексеруге арналған формулалар	
	Г	Д
Критерийлер: қатаңдық қатынасы	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—
бетондағы кернеу*	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$
Тексерулер: темірбетонның бойлық арматурасындағы кернеу*	—	$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b, s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r, s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$
жоғарғы болат белдеу*	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_5 W_{s2, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_2 m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \leq m R_y$
төменгі болат белдеу *	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_r}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_r}{A_s} \leq m R_y$

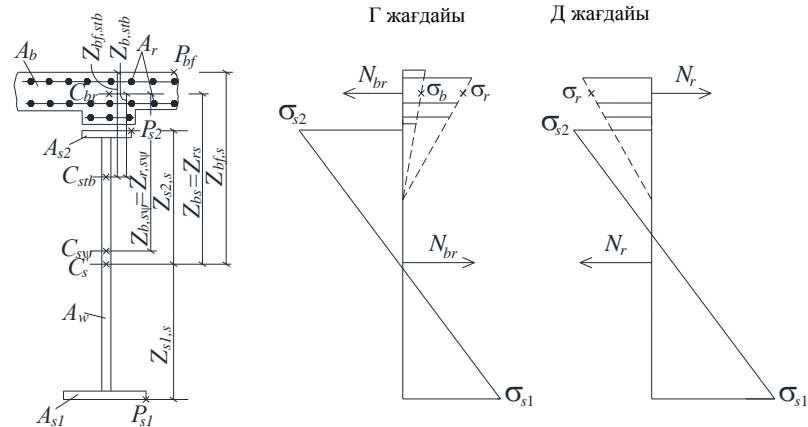
* Сығу — «+», Созу — «-».

ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер:
 $M, M_1, M_2, \sigma_{bi}, \sigma_{ri}, A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r, A_s, W_{b, stb}, W_{s2, s}, W_{s1, s}, n_r, n_b, R_y, R_b, R_r, \alpha_3, \eta, m, m_r, m_b$ — 93-кестеге берілген белгілеулерді қараңыз;

$A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}}, W_{r, s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r, s\psi}}, I_{s\psi}$ — ауданы $\frac{A_r}{\psi_{cr}}$ бойлық арматурамен бірге жұмыс істейтін арқалықтың болат конструкциясының көлденең қимасының сәйкесінше ауданы, кедергі моменті және инерция моменті (болат конструкцияның материалына берілген);
 $Z_{bs}, Z_{b, s\psi}, Z_{rs}, Z_{r, s\psi}$ — 17-сурет бойынша арақашықтығы;
 $\alpha_5 = \frac{\alpha_3}{m_2}$ — түзету коэффициенті, кемінде 1,0 қабылданады;
 $m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{m R_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$ — жоғарғы болат белдеудің жұмыс шартының коэффициенті, 1,2 артық қабылданады.

9.2.1.2 Қиманың бейтарап осін орналастыру кезінде темірбетон плитаның биіктігі шектерінде және 7.2.6 және 7.2.7 бойынша $m_b R_{bt}$ асатын плитаның созылу бөлігіндегі кернеулерде қиманың құрамына бетонның тек сығылған бөлігін ғана енгізу керек. Қиманың беріктігін тексеруді кернеуді темірбетон плитаның биіктігі бойынша әрқелкі таратуды ескерумен орындау керек.

9.2.1.3 Болаттемірбетон арқалықтың жоғарғы созылу белдеуінде туындайтын теріс иілу моментіне әсерін есептеуді темірбетон плитаның ауырлық ортасы деңгейінде бетондағы σ_b кернеудің мәніне байланысты есептік жағдайлардың Г немесе Д (17-сурет) біреуімен 95-кестенің формулалары бойынша орындау керек.



17-сурет — Теріс иілу моментін қабылдайтын болаттемірбетонды көлденең қимадағы күштер және кернеулер

9.2.1.4 Күрделі қималардың беріктігі бойынша есептеуді (мысалы, кернеуленген төзімділігі жоғары арматура, екі плиталы, иілу моментінің және сыртқы осьтік күштің бірлесіп әрекет ету кезінде) 9.2.1.1 – 9.2.1.3 нұсқауларын басшылыққа ала отырып, олардың кернеуленген күйін және конструктивті ерекшеліктерін ескерумен орындау керек.

Төзімділігі жоғары арматурасы бар қима үшін бастапқы кернеудің күшін арматураны сыртқы жүктеме ретінде тарту кезінде ескеру керек. Жүктеу күштерін N анықтау кезінде кейінгі жұмыс кезеңдерінде төзімділігі жоғары арматураны бетонмен және кернеуленбеген бойлық арматурамен бірге ескеру керек, бұл жағдайда төзімділігі жоғары арматураның беріктігін тексеруді қосымша орындау керек. Д жағдайында төзімділігі жоғары арматураны болат конструкциядағы пластикалық деформацияны шектеулі дамыту кезінде ондағы күшті ұлғайту есебімен тексеру керек.

Иілу моменттерімен бірге қимаға M , сонымен қатар сыртқы осьтік күштерге N_e әрекет ету кезінде қиманың қарастырылып отырған бөлігінің ауырлық ортасының қалпының өзгеруінен туындайтын қосымша иілу моменттерін ескеру керек.

9.2.1.5 Бойлық бағытта жергілікті иілуде жұмыс істейтін темірбетон плиталармен қиманың беріктігін есептеуді А, Б, В, Г және Д есептеу жағдайлары үшін орындау керек, бұл жағдайда Б, В және Д жағдайларда плитаны 7.4.5.1, 7.4.5.2, 7.4.5.4, 7.4.5.5, 7.4.7.1 және ҚР ҚН 3.03-12 (6.3.23) сәйкес шектік тепе-теңдік бойынша орталықтан тыс сығылған немесе орталықтан тыс созылған темірбетон шыбығы сияқты есептеу керек, ал барлық қиманы есептеуде оның плита қабылдайтын тең әсерлі сығу немесе созу бойлық күштерінің болат бөлігін жеңілдетуді ескеру керек.

9.2.2 Төзімділігін есептеу

9.2.2.1 Төзімділікке есептеуді орындау қажет: конструкцияның болат және темірбетон бөліктері үшін, сондай-ақ темір жол көпірлерінің темірбетонды болатпен біріктіру конструкциялары үшін; тек конструкцияның болат бөлігі және біріктіру конструкцияларының тіркеулері мен автожол, қалалық және жаяу жүргіншілер көпірлерінің жүру бөлігінің плитасы үшін. Сонымен бірге бетонмен ұстасатын беріктігі

жоғары арматураны темірбетон бөлікке жатқызу қажет, ал ұстаспайтын арматураны — болат бөлігіне жатқызу қажет.

Төзімділікке есептеулерде бетонның серпімсіз деформациялануын 9.1.5 – 9.1.7 және X қосымшасына сәйкес ескеру қажет.

Төзімділікке есептеулерде температуралық әсерлерді, бетонның отыруын және көлденең жүктемелерді ескермеуге рұқсат етіледі.

$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ анықтау барысында қиманың құрамына қарастырылып отырған жүктеу кезінде созылу жоқ болатын бетонның бөлігін қосу қажет.

Төзімділікке тексеруді 7.4.13.1-7.4.13.4 және 8.4.9.1 баяндалатын талаптарды ескеріп орындау қажет.

9.2.2.2 Темір жол көпірі қимасының темірбетон бөлігінің жүктемесіз арматурамен болат темірбетон арқалығының төзімділікке есептеуін келесі формулалар бойынша орындау қажет:

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{2w}}{n_{vkr} W'_{bf, stb}} \leq m_{b1} R_b, \quad (250)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1w}}{W_{s1, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s1, stb}} \leq m \alpha_2 \gamma_{w, s1} R_y, \quad (251)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{1w}}{W_{s2, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s2, stb}} \leq m \alpha_2 \gamma_{w, s2} R_y. \quad (252)$$

мұндағы M_{1w} — өзімділікке есептеулерде ескерілетін жүктемелерден жұмыстың бірінші кезеңінің иілу мезеті, кН·м;

M_{2w} — төзімділікке есептеулерде ескерілетін жүктемелерден жұмыстың екінші кезеңінің иілу мезеті, кН·м, статикалық анықталмайтын жүйелерде бетонның діріл жылжығыштығынан иілу мезеттерін қоса алғанда;

$W'_{i, stb}$ — $i(b_f, s_1, s_2)$, m^3 , бетонды болатқа үйлестіру коэффициентінде анықталған $n_{vkr} = E_{st} / E_{ef, kr}$; фибра үшін болат темірбетон қимасының таза салмағының қарсыласу мезеті;

бұл жерде E_{vkr} — оның X қосымшасы бойынша діріл жылжығыштығын ескере отырып, бетон серпімділігінің шартты модулі;

m_{b1} — бетонның 7.2.8 бойынша қайта-қайта қайталана беретін жүктемесіндегі жұмыс шарттарының коэффициенті.

Қалған белгілеулер 7.4.13.4, 8.4.9.1, 9.2.1.1 тармақтарында және 16 суретте қабылданған талаптарға сай келеді.

Арқалықтың қабырғасында кернеу концентраторларының бар болуы жағдайында төзімділікті және қарсыласу мезеттерінің және γ_w коэффициентінің сәйкесінше мәндерінің (251) және (252) Формулаларында алмастырып қоюмен осы кима нүктелерін тексеру қажет.

9.2.3 Жарықшақтануға төзімділігін есептеу

9.2.3.1 Болат конструкцияларымен бірлесіп жұмыс жасау барысында темірбетон плиталарды жарықтарға қарсы төзімділік бойынша есептеуді 7.5.1.1-7.5.3.7 және 9.1.10 талаптарына сәйкес орындау қажет. Сонымен бірге жарықтардың қалыптасуы бойынша есептеулерде бетондағы керуші және сығушы кернеулерінің шекті мәндерін, 9.1.5 сәйкес серіппелі емес деформацияларды пайдалану кезеңін ескере отырып, пайдаланылу жүктемелерінен анықталған серіппелі түрде жұмыс істейтін болат темірбетон қимасының бетонның σ_{bf} шеткі фибрасындағы кернеулерімен салыстыру қажет.

Жарықтарды ашу бойынша есептеулерде бойлық арматураның шеткі қатарындағы кернеулерді оның ауданының 9.1.10 бойынша ұлғаюларын және кернеулердің серіппелі емес деформациялардан жоғалтуларын ескере отырып, есептеп шығару қажет. күш түсірілмейтін бойлық арматурасы және екі кезең бойынша қиманың жұмысы барысында созушы кернеуді σ_r келесі формула бойынша есептеп шығару қажет

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \quad (253)$$

мұндағы M_2 — пайдаланылу жүктемелерінен жұмыстың екінші кезеңінің иілу мезеті, бетонның жылжығыштығын, көлденең тігістерді орып алуын, темірбетон плитасының созылған аймақтарындағы көлденең жарықтарының құрылуын, сондай-ақ бетонның отыруын және температураның өзгеруін ескере отырып статикалық анықталмайтын жүйелері үшін анықталатын; қалған белгілеулер — 9.1.10, 9.2.1.1, 9.2.1.3 және 17 сурет бойынша.

9.2.3.2 көлденең тігістердегі күш түсірілмейтін арматура түйістірілмеген, созылған құрамалы темірбетон плитасында жарықтарды ашуды (жұмыстың екі кезеңі барысындағы) келесі формула бойынша анықтау қажет

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \leq \Delta_{cr,d}, \quad (254)$$

мұндағы $Z_{bf,s}$, $Z_{s2,s}$ — 17 суретте көрсетілген қашықтықтар;

$\sigma_{2,s2}$ — темірбетон плита созылған аймақта жоқ екендігінің жорамалында жұмыстың екінші кезеңінің жүктемелерінен және әсерлерінен болат жоғарғы белдеуіндегі созушы кернеуді, МПа;

l_a — көлденең тігістер маңындағы бірігу конструкциялары арасындағы қашықтық, м; конструкциялардың бірігуі жоқ болған жағдайда — плита блогының ұзындығы;

$\Delta_{cr,d} = 0,03$ см — көлденең күшті беруге арналған арматурасы бар көлденең тігістегі жарықтарды ашудың шекті ені; арматураның тігісінде $\Delta_{cr,d}$ жоқ болуы жағдайында көлденең күш тігіс арқылы берілмейді деген жорамалымен есептеп шығару қажет.

Желімді тігістерді құру кезінде темір жол көпірлеріндегі темірбетон плитасының жарыққа қарсы төзімділігін 2а бойынша жарықтарға қарсы төзімділік талаптарының санаты бойынша тексеру қажет; автожол, қалалық және жаяу жүргіншілер көпірлеріндегі

темірбетон плитасының жарыққа қарсы төзімділігін тексеру кезінде керуші кернеулердің мөлшері $0,5R_{bt,ser}$ аспауы тиіс (24 кесте бойынша).

Алдын ала керілген темірбетон плитасындағы желімделген тораптарды қолдану барысында оның жарыққа қарсы төзімділігін 7.5.1.1 бойынша қабылдау қажет.

9.2.4 Темірбетон плитаны болат конструкциямен біріктіруді есептеу

9.2.4.1 Біругу конструкцияларын көлденең күштерден біріктіруші тігістегі S_Q жылжыту күштеріне және температуралық әсерлерден туындайтын S_N , көлденең жылжыту күшін және бетонның отыруын, беріктігі жоғары арматураның анкерлеуін, әсерлерін жанасатын вантаның немесе қиғаштап қойылған тіректі және т.с.с. есептеу қажет.

Темірбетон плитасының ақырғы бөліктерінде орналасқан біругу конструкцияларын бұдан басқа ұзу күштеріне қатысты, соның ішінде температуралық әсерлерден және бетонның отыруынан туындайтын ұзу күштеріне қатысты есептеу қажет.

9.2.4.2 Темірбетон плитасының біругу және болат конструкцияның S_i тігісі бойынша жылжытушы күшін келесі формула бойынша анықтау қажет

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r), \quad (255)$$

мұндағы σ_{b1}, σ_{b2} — бетонның көлденең қимасының ауырлық түсу орталығындағы кернеулер, МПа, ұзындығы a_i ; плитаның есептеу бөлігінің сәйкесінше оң және сол жақ қималарында;

σ_{r1}, σ_{r2} — бойлық арматурадағы кернеулер, МПа, сәйкесінше дәл сол қималарда;

A_b, A_r — 9.2.1.1 және 9.1.10 сәйкес.

Егер темірбетон плитасындағы созушы кернеулер $0,4R_{bt,ser}$ асса, жылжытушы күштерді плитала жарықтардың бар болуының жорамалымен анықтау қажет және арматурадағы σ_r кернеулерді плитаның бойлық қаттылығын ескере отырып 9.1.10 сәйкес есептеу қажет.

S_e толық ақырғы жылжытушы күшті, соңында $\sigma = 0$ қабылдап және ақырғы есептеу бөлігінің a_e ұзындығын, м, келесідей тең деп белгілеп анықтау қажет:

$$a_e = 0,36(H + b_{sl}), \quad (256)$$

мұндағы H — болат темірбетон элементінің көлденең қимасының есептік биіктігі, м; b_{sl} — 9.1.11 сәйкес.

Темірбетон плита және болат конструкциясы арасындағы жылжытушы күштерді үлестіруді әсер етудің күрделі жағдайларында III қосымшасына сәйкес қабылдауға рұқсат етіледі.

9.2.4.3 Темірбетон плитаны болат конструкциясынан ақырғы ұзуші күштерді S_{ab} келесі формула бойынша анықтау қажет

$$S_{ab} = 5,6 \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} S_e, \quad (257)$$

мұндағы $Z_{b,s2}$ — бетонның көлденең қимасының ауырлық түсу орталығынан болат конструкциясының жоғарғы фибрасына дейінгі қашықтық;

S_e, H, b_{sl} — 9.2.4.2 тармағында көрсетілгенмен бірдей.

Үзуші күшті S_{ab} плитаның соңынан $0,024(H + b_{sl})$ қашықтығында салынған деп қабылдау қажет (Ш қосымшасының Ш.1 суретін қараңыз).

9.2.4.4 Болат бөлігінің темірбетон бөлігімен біругу конструкциясының есептеулерін орындау қажет:

а) қатты тіректерде — тіректің есептік мыжушы бетімен берілетін сығушы кернеудің тік бұрышты эпюрасын қабылдап;

б) тік иілгіш тіректерде — Ш қосымшасына сәйкес бетонды мыжумен тіректің иілуіне жұмыс шарттарын негізге ала отырып;

в) еңкіш анкерлерде — Ш қосымшасына сәйкес бетонды мыжумен созылу және иілу үйлесуіне анкердің жұмыс шарттарын негізге ала отырып;

г) болат белдіктермен беріктігі жоғары бұрандамалармен біріктірілген плитаның қалау бөліктерінде — 8.4.10.4.17 және 8.4.10.4.18 сәйкес беріктігі жоғары бұрандамалардағы үйкелме қосылыстарының есебін негізге ала отырып;

д) темірбетонды қысушы беріктігі жоғары бұрандамалардағы біріктіруші тігістердегі — Э қосымшасына сәйкес тігістің жанасатын беттері бойынша үйкеліске біругуінің жұмыс шарттарын негізге ала отырып;

е) бұрандама желімді біріктіруші тігістерде — г) немесе д) сәйкес, бірақ желімденуден ұстасу күштерін ескере отырып.

9.2.4.5 Қатты тіректердегі біругу конструкциясының есептеуін келесі формулалар бойынша орындау қажет:

- темір жол көпірлеріндегі:

- беріктік бойынша

$$S_h \leq 2R_b A_{b,dr}, \quad (258)$$

- төзімділігіне қатысты

$$S_w \leq 1,5m_{b1} R_b A_{b,dr}, \quad (259)$$

- автожол, қалалық және жаяу жүргіншілер көпірлерінде — беріктік бойынша

$$S_h \leq 1,6R_b A_{b,dr}, \quad (260)$$

(258) – (260) формулаларында:

S_h, S_w — беріктік бойынша және төзімділікке қатысты есептеу кезінде сәйкесінше бір тірекке түсетін жылжытушы күштерді, кН;

$A_{b,dr}$ — тіреп бетонды мыжу бетінің ауданы, m^2 ; цилиндрлік және доға тәрізді тіректерде — олардың диаметрлік қимасының ауданы;

m_{b1} — 9.2.2.2 тармағында көрсетілгенмен бірдей.

Құрамалы темірбетон плитада және тіректерді терезелерде орналастыру кезінде R_b есептік қарсыласуын блок бетонының классы бойынша қабылдау қажет, ал қатықтың қалыңдығын сыжу ауданына қоспау керек. Тіректерді плитаның бойлық тігістерінде орналастыру кезінде мыжу ауданын толығыменен ескеру қажет, ал есептік қарсыласуды тігістерді тұтастыру бетонының классы бойынша қабылдау қажет.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Егер қатты тіректер темірбетон қырда немесе вутта орналасса, S_h және S_w шамаларының шекті мәндерін, келтірілген формулалардың оң жақ бөліктерін $1,5b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3b_{dr}$ болған кезде 0,9 және— $b_{rib} \leq 1,3b_{dr}$ болған кезде 0,7 көбейтіп, азайту қажет, мұндағы b_{dr} — бетонды тіреп мыжу ауданының ені, м, b_{rib} — қырдың немесе вуттың бетонды тіреп мыжу есептік ауданының ауырлық түсу орталығының ені деңгейіндегі көрсеткіші, м².

9.2.4.6 Конструкцияларды болат бөлікке біріктіру тіркеулері 8.4.10.4.1 – 8.4.10.4.19 және ҚР ҚН 3.03-12 (6.3.21, 6.3.22) бойынша есептеу қажет.

Қатты тіректі конструкцияның болат бөлігіне тіркеу есептеулерін жылжытушы күштен мезетті ескере отырып, орындау қажет.

9.2.5 Көлденең жүктемелер бойынша қаттылығын тексеру, құрылыстық көтеруі анықтау және есептеу

9.2.5.1 Әрекеттегі жүктемелерден тік майысқан тұстар, сондай-ақ ауытқулардың кезеңдерін анықтау барысында ауыспалылықтарды онда кернеулердің туындайтын белгілеріне қарамастан бетонның серіппелі жұмысының жорамалында есептеп шығару қажет.

Бос көлденең ауытқулардың кезеңдерін анықтау кезінде темірбетон плитасының көлденең жазықтығындағы майысқан тұсын қорғаныс қабаты қимасының құрамына гидроокшаулыққа дайындамаларды, балластық астаудың және темірбетон жаяужолдарының бүйірлерін енгізіп, анықтауға рұқсат етіледі.

Құрамалы плитасымен аралық құрылыстардың құрылыстық көтеруін есептеу кезінде бетонның отыруын ескерудің қажеті жоқ.

9.2.5.2 Бір жолды темір жол аралық құрылыстарында темірбетон плитасы көлденең жазықтығында беріктікке қатысты болат конструкциясының бірлескен жұмысынан мен иілу мезітінің көлденең жүктемелерінен арқау күшінің әсеріндегі майысқан-иілген (немесе созылған-иілген) темірбетон элементі ретінде тексеріледі. Сонымен бірге температуралық әсерлерді және бетонның отыруын ескермеуге рұқсат етіледі.

Егер бетон плитасы тік жүктемелердің және алдын ала кернеуі күштерінің әсерінен пластикалық күйге ауысса және көлденең иілу мезетін қабылдамаса, соңғысы конструкцияның болат бөлігімен қабылдануы тиіс. Сонымен бірге, көлденең иілу мезетін ескере отырып, бетондағы $\varepsilon_{b,lim}$ толық салыстырмалы деформацияланулар 0,0016 аспауы тиіс.

9.3 Конструктивтік талаптар

9.3.1 Жүру бөлігінің темірбетон плитасының қалыңдығы 7.6.1.1 тармақта көрсетілгеннен кем болмауы тиіс. Жаяужол консолинің жұмыс қимасының құрамында ескерілетін темірбетон плитасының қалыңдығы 8 см кем болмауы тиіс.

9.3.2 Болат конструкцияның құрамалы темірбетон плитасының бірігуін, әдетте, үйкелме, бұрандама желімдік немесе пісірілген қосылыстарын қолданып орындау қажет.

Тіректермен, сондай-ақ терезелерде және құрамалы темірбетон плитасының тігістерінде тұтастырылатын анкерлермен біріктіруге рұқсат етіледі. Тірек және плита блогының конструкциясы арасындағы саңылаулар аралық құрылысты бойлай және кесе сәйкесінше 5 және 3 см кем болмауы тиіс.

Тіректерді және анкерді үстінен жабық, сондай-ақ тұтастандыруы қиын қуыстарда және саңылауларда орналастырмаған жөн.

Үзік-үзік біріктіруші тігістерді құру барысында жергілікті иілуге қатысты жұмысы кезінде тірелу қатысушылары арасындағы темірбетон плитасының беріктігін қамтамасыз ету қажет, сонымен бірге плита мен белдік арасындағы саңылаудың биіктігі белдікті бояу үшін жеткілікті болуы тиіс.

9.3.3 Біріктіру конструкцияларын орналастыру келесі талаптарға сай келуі тиіс:

- жарықтықтағы қатты тіректер және анкерлер арасындағы қашықтық плитаның жұмысқа қосылған ауданын оның есептік еніне бөлу арқылы анықталатын плитаның орташа қалыңдығының сегіз есе мөлшерінен аспауы тиіс, сонымен бірге плитаның ауданын қабырғаның немесе вуттың ауданын ескере отырып қабылдау қажет

- жарықтықтағы қатты тіректер арасындағы қашықтық бетонды тіреп майыстыру есептік ауданының 3,5-еселік биіктігінен кем емес болып қабылданады;

- жарықтықтағы анкерлер арасындағы қашықтық $3d_{an}$ кем болмауы тиіс, мұндағы d_{an} — анкер өзегінің диаметрі, мм.

Темірбетон плитаны қысатын беріктігі жоғары бұрандамаларды орналастырудың минималды қашықтығын 96 кесте бойынша қабылдау қажет.

96 кесте - Темірбетон плитаны қысатын беріктігі жоғары бұрандамаларды орналастырудың минималды қашықтықтары

Нормаланатын өлшем	Минималды рұқсат етілетін қашықтық, мм, бұрандамалардың диаметрі барысында, мм	
	22	24
Тесіктің ортасынан темірбетон элементінің шетіне дейін	100	120
Тесіктердің орталары арасында барлық бағыттарда	140	160

9.3.4 Анкерлерді, әдетте, жылжытушы күштердің бағытында 45° бұрышында орналасқан ілгектер күйінде орнату қажет.

Дара арматуралық анкерлерді қолдануға рұқсат етіледі.

Бітеу бөлшектерінде ілмек тәрізді арматуралық анкерлерді, әдетте, қатты тіректермен үйлесімде қолдану қажет.

9.3.5 Құрамалы темірбетон плитасы блоктарының көлденең тораптарын келесілерді қолданып орнатқан жөн:

- тораптарды кесікке 0,5 МПа кем емес қысым түсіретін күшімен қысып тік қойылған беттерді жапсыру;

- арматуралық шығарылымдарды дәнекерлеу және кейіннен тігісті бетонмен тұтастыру.

9.3.6 Блоктың бүкіл ұзындығында біріктірілген құрамалы темірбетон плитасы барысында болат жоғарғы белдік және темірбетон блок арасында жоғарғы белдікті тот басудан сақтандыратын бетонның немесе ерітіндінің қабатын алдын ала қарастыру қажет. Ерітінді немесе бетон қабатының қалыңдығы 5 см және одан көп болған кезде оны күшейту қажет.

10 АҒАШ КОНСТРУКЦИЯЛАР

10.1 Материалдарға қойылатын талаптар

10.1.1 Көпірлердің ағаш конструкциялары үшін МСТ 9463 және МСТ 8486 талаптарына сай келетін қарағайдың, шыршаның, балқарағайдың, майқарағайдың ағашын қолдану қажет.

Созылған және иілетін аралық құрылыстардың элементтері және көпірдің қырлы бөренелері 1-ші сұрыпты ағаштан жасалуы тиіс. Көпір конструкцияларының қалған элементтері 2-ші сұрыпты ағаштан жасалуы мүмкін.

Шеткі аймақтарда (балкалар жиектерінің 1/6 биіктігінен шектерінде, бірақ екі тақтайдан кем емес болып) желімделген арқалықтардың тік бұрышты қималарында 1-ші сұрыпты кесілген ағаш дайындамаларын қолдану қажет, қалған аймақтарда 2-ші сұрыпты кесілген ағаш дайындамаларын қолдануға рұқсат етіледі.

Жалпы желінің темір жол көпірлері үшін шыршаны және майқарағайды қолдануға кейбір жағдайларда техникалық-экономикалық негіздеу бар болған кезде рұқсат етіледі.

Қосылыстардың ұсақ бөлшектерін (таяныштарды, шпондарды және т.с.с.) жасау үшін — жапырақты түрдің дөңгелек ағашы үшін МСТ 9462 және — жапырақты түрлердің кесілген ағаш дайындамалары үшін МСТ 2695 талаптарына сай келетін қатты жапырақты түрлердің (еменнің, шетеннің, буктың және грабтың) сұрыпталған ағашын қолдану қажет.

Тірек қырлы бөренелері және көпірлердің тіректеріндені қаптамалары үшін МСТ 9462 және МСТ 2695 бойынша еменнің, буктың, шетеннің, грабтың — ағаштың қатты жапырақты түрлерінен дөңгелек ағашты және қырлы бөренелерді қолдануға рұқсат етіледі.

Бір салмақ түсетін элементте ағаштың алуан түрлі сұрыптарын араластыруға рұқсат етілмейді.

10.1.2 Ағаш көпірлердің элементтерін жасау үшін қолданылатын ағаштың беріктік сипаттамалары (нормативтік және уақытша қарсыласу) сұрыпты ағаш үшін ҚНЖЕ II-25 көрсетілген талаптарға сай келуі тиіс.

Ағаш үлгілерінің беріктігі бойынша зертханалық сынақтарды өткізген жөн көпірлердің ағаш фермалармен құрылысы барысында және ағаштың беріктігі төмендігінің белгілері бар болған кезде барлық жағдайларда. Егер ағаш нормативтік қарсыласулардан төмен емес болған беріктік сынақтары кезінде алынған болса, ол жарамды болып саналады. Дөңгелек ағаш материалдарының және қырлы бөренелерінің ағаш беріктігін осы ережелер жиынтығының 10.1.1 айталатын мемлекеттік стандарттарда келтірілген сәйкесінше талаптар бойынша көзбен бағалауға рұқсат етіледі.

10.1.3 Қолданылатын ағаштың ылғалдылық деңгейі % аспауы тиіс: бөренелердің — 25, кесілген ағаш дайындамаларының — 20, желімделген конструкцияларға арналған

кесілген ағаш дайындамаларының, сондай-ақ ұсақ бөлшектердің және қосылыстардың — 12.

Кіші автожол және қалалық көпірлерде үстіңгі төсем, арқалықтар және дөңгелек шой балға қырлы бөренелер үшін 40 % дейінгі ылғалдылықпен ағашты қолдануға рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТПЕ Автожол ағаш көпірлерге қатысты қосымша нұсқаулар жоқ болса, осы жерде және осыдан кейін сондай-ақ ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдардағы ішкі шаруалық автомобиль жолдарындағы ағаш көпірлер жатқызылады.

Тұтастай төмен сулардың деңгейінен төмен орналасқан діңгектер және басқа элементтер үшін ағаштың ылғалдылық деңгейі шектелмеген. Құрылыс алаңы шарттарында ағаш конструкцияларды жасау кезінде салмақ түсетін элементтері үшін ылғалдылығы 25 % дейінгі ағашты, ал үшін қосалқы элементтері үшін —оның шіргуе қарсы қорғанысы бар болған жағдайда ылғалдылығы 40 % дейінгі ағашты қолдануға рұқсат етіледі.

10.1.4 Ағаш көпірлерінің болат элементтері үшін 7 және 8 тарауларының талаптарына сай келетін тілме, бір қалыпты құйылған, табақ және арматуралық болатты қолдану қажет.

Шегелерді МСТ 4028 бойынша, ал болат дюбельдерді — [8] бойынша қолдану қажет. Негізделген жағдайларда бұрандалы болат шегелерді [9] бойынша қолдануға рұқсат етіледі.

10.1.5 Конструкция элементтерін жапсыру үшін қажетті беріктігі, суға төзімділігі, биологиялық төзімділігі және ұзаққа төзуі бар желімдерді қолдану қажет: пайдалану шарттарына қарай ҚНЖЕ II-25 талаптарына сай келуі тиіс фенолды, резорцинді және фенолды-резорцинді.

Ағашты металмен жапсыру үшін эпоксидті желімдерді қолдану қажет.

10.2 Материалдар мен қосылыстардың есептік сипаттамалары

10.2.1 1-ші сұрыпты қарағай ағашының есептік қарсыласуы оның ылғалдылығына байланысты 97 кесте бойынша қабылдау қажет.

2-ші сұрыпты қарағайдың ағашы үшін есептік қарсыласу 1-ші сұрып үшін орнатылған көрсеткіштен кем болып қабылдануы тиіс:

- 30 % —талшықтар бойымен созу кезінде;
- 10 % —барлық басқа керілген күйлерде.

10.2.2 Жабыстырылатын тақтайлардың қалыңдығы 33 мм және элементтердің биіктігі 50 см болған кезде қарағайдың желімделген ағашының есептік қарсыласуын 98-кесте бойынша кем емес болып қабылдау қажет.

Қалыңдығы 33 мм басқа тақтайларын (қабаттарын) қолдану шарттарында талшықтар бойымен майыстыруға, қысуға және уатуға есептік қарсыласуды жұмыс шарттарының коэффициенттеріне көбейту қажет, соңғылар келесілерге тең болады:

- 1,10 —19 мм кем емес қалыңдығында;
- 1,05 — дәл сондай, 26 мм;
- 0,95 — дәл сондай, 43 мм.

97 кесте - 1-ші сұрыпты қарағай ағашының есептік қарсыласуы

Керілген күй және элементтердің сипаттамалары	Белгілеуі	есептік қарсыласуы, МПа, ылғалдылығында, %	
		25 кем емес	25 астам
Иілу:	R_{db}		
а) конус тәрзіділігі табиғи бөренелерден жасалған элементтердің		17,7	15,2
б) бөренелерден жасалған элементтердің және көмкерілген бөренелердің		15,7	13,7
в) төсем тақтайларының және т.б.		13,7	11,8
2 Талшықтар бойымен созылу	R_{dt}	11,8	9,8
3 Талшықтар бойымен қысу және майыстыру	R_{ds}, R_{dqs}	14,7	11,8
4 Талшықтарды қиып бүкіл бет бойымен қысу және майыстыру	R_{dq}	1,77	1,47
5 Талшықтарды қиып жерігілкті майыстыру:	R_{dqp}		
а) тура қосылуларда (майыстыру ауданы 15 см дейінгі ұзындығында)		3,1	2,5
б) 90° бастап 60° дейінгі майыстыру бұрыштарында шайбалардың астында		3,9	3,3
6 талшықтар бойымен ию кезінде уату (ең үлкен)	R_{dab}	2,35	2,15
7 қосылыстардағы жалғау жерлерінде (алаң бойынша орташа) уату, ойымның 10 тереңдіктерінен және брутто элементінің екі қалыңдығынан аспайтын ұзындықтың шеңберінде ескерілетін:			
а) талшықтар бойымен	R_{dam}	1,57	1,47
б) талшықтарға көлденең	R_{dsm}	0,78	0,69

97 кесте - 1-ші сұрыпты қарағай ағашының есептік қарсыласуы

ЕСКЕРТПЕ 1 Ағаштың талшықтар бағытына қарай α бұрышымен иілуге және уатуға есептік қарсыласуын келесі формула бойынша анықтау қажет

$$R_{d\alpha} = \frac{R_{d1}}{1 + \left(\frac{R_{d1}}{R_{d2}} - 1 \right) \sin^3 \alpha},$$

мұндағы R_{d1} R_{d2} — сәйкесінше $\alpha = 0^\circ$ және $\alpha = 90^\circ$ кезіндегі июге немесе уатуға есептік қарсыласу.

ЕСКЕРТПЕ 2 Талшықтарға көлденең жергілікті июге есептік қарсыласуы (осы кестенің 5 тармағында көрсетілген жағдайларынан басқа жағдайларда) элемент ұзындығының бөлігіне салмақ түспейтін аймақтардың ию ауданынан кем емес және элемент қалыңдығынан кем емес ұзындығын келесі формула бойынша анықтау қажет

$$R_{dq} = R_{dq} \left(1 + \frac{8}{l_s + 1,2} \right),$$

мұндағы l_s — ағашты талшықтар бойымен ию алаңының ұзындығы, см.

ЕСКЕРТПЕ 3 Егер элементтердің есептік кималарында қосылулармен немесе ойып орнатулармен әлсізденулер бар болса, онда сәйкесінше есептік қарсыласуды элементтер үшін тең жұмыс шарттарының коэффициенттеріне көбейту қажет:

- 0,80 — созылған;
- 0,85 — майысатын қырлы бөренелерден;
- 0,90 — майысатын бөренелерден.

98 кесте - желімденіп жабыстырылған қарағай ағашының есептік қарсыласуы

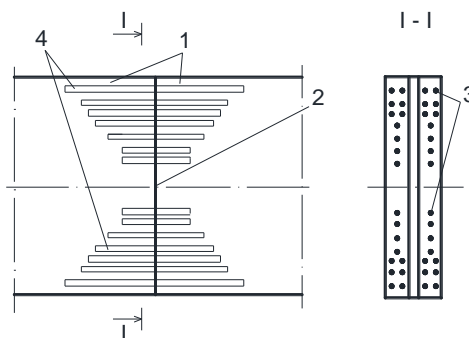
Керілген күй	Белгілеуі	Есептік қарсыласуы, МПа
1 Қырлы бөрененің ию	R_{db}	17,7
2 Талшықтар бойымен созылу	R_{dt}	12,7
3 Талшықтар бойымен қысу	R_{ds}	15,7
4 Талшықтар бойымен майыстыру	R_{dqs}	14,7
5 Бүкіл бетті талшықтарға көлденең қысу және майыстыру	R_{dcq}, R_{dq}	1,96
6 Жергілікті талшықтарға көлденең майыстыру:		
а) конструкцияның тіреу жазықтықтарында	R_{dq}	2,50
б) 90° бастап 60° дейінгі майыстыру бұрыштарында	R_{dqp}	4,31
7 Майыстыру кезінде желімдеу тігістері бойынша талшықтар бойымен ең үлкен уату	R_{daf}	1,47
8 Желімдеу тігістері бойынша талшықтарға көлденең уату	R_{dsf}	0,78

Желімделген элементтердің 50 см астам биіктігінде талшықтар бойымен иілуге және қысуға есептік қарсыласуды 99-кестеде келтірілген жұмыс шарттарының коэффициенттеріне көбейту қажет.

99-кесте - Желімделген элементтердің жұмыс шарттарының коэффициенттері

Қиманың биіктігі, см	Жұмыс шарттарының коэффициенті	Қиманың биіктігі, см	Жұмыс шарттарының коэффициенті
50 кем емес	1,00	80	0,90
60	0,96	100	0,85
70	0,93	120 және одан да көп	0,80

10.2.3 Қарағай ағашының талшықтар бойымен уатуға есептік қарсыласуы R_{daf} желім бұдырлы қосылыстарында — жұлуға немесе басып майыстыруға жұмыс істейтін (18 сурет) желімдеп жапсырылған болат арматуралық өзектерде істіктерді бітеудің l тереңдігіне байланысты 100 кесте бойынша қабылдау қажет.



1 - түйістірілетін блоктар; 2 - блоктардың түйісуі; 3 - істіктерге арналған тесіктер;
4 - тесіктерге желімдеп жабыстырылған істіктер.

18 сурет - Желімді істікті түйісу**100 кесте - Қарағай ағашының талшықтар бойымен уатуға есептік қарсыласуы**

Істікті бітеу тереңдігі l , см	Уатуға есептік қарсыласуы R_{daf} , МПа
15	2,94
20	2,75
25	2,55
30	2,45
35	2,26
40	2,16
45	2,01
50	1,91
55	1,77

ЕСКЕРТПЕ 1 Істікті α бұрышымен талшықтар бағытына қарай желімдеп жабыстырған кезде уатуға есептік қарсыласуды келесі формула бойынша анықтау қажет

$$R_{daf,\alpha} = \frac{1,3R_{daf}}{1+0,3\cos^3 \alpha}.$$

ЕСКЕРТПЕ 2 Талшықтар бағытына қарай көлденең және бұрышпен жұмыс істейтін желімді істікті қосылыстарды қолданған жөн.

ЕСКЕРТПЕ 3 Желімді істікті қосылыстарды жасауға сәйкесінше технологиялық жабдығы бар зауыттарында ғана рұқсат етіледі.

10.2.4 97, 98 және 100 кестелерінде келтірілген басқа түрдегі ағаштар үшін есептік қарсыласуды 101 кесте бойынша өту коэффициентіне көбейту қажет.

101 кесте - Есептік қарсыласудың өту коэффициенттері

Ағаштың түрі	Есептік қарсыласудың өту коэффициенттері		
	талшықтар бойымен созылуға, иілуге, қысуға және майыстыруға	талшықтарға көлденең қысуға және майыстыруға	уатуға
Шырша	1,0	1,0	1,0
Балқарағай	1,2	1,2	1,0*
Майқарағай	0,8	0,8	0,8
Емен	1,3	2,0	1,3
Шетен, қызылқайың	1,3	2,0	1,6
Бук	1,1	1,6	1,3
* Желімделген конструкцияларға— 0,9.			

10.2.5 Талшықтар бойымен қысу және созу кезіндегі, сондай-ақ ию кезіндегі ағаштың барлық түрлерінің серпімділігінің модульдерін қабылдау қажет, МПа:

- деформацияларды анықтау барысында қалыпты ағаш үшін: тұрақты жүктемелерден — 8340, уақытша жүктемелерден — 9810;
- деформацияларды анықтау барысында желімделген ағаш үшін кез-келген жүктемелерден — 9810.

Талшықтарға көлденең қысу кезіндегі ағаш серпімділігінің модульдерін 392 МПа тең қылып қабылдау қажет.

10.2.6 Ағаш көпірлерінің болат элементтерінің есептік қарсыласуын және серпімділіктерінің модульдерін 7 және 8 тарауларына сәйкес қабылдау қажет.

10.2.7 Болат тесіп өтетін цилиндрлік нагельдің, дюбельдің немесе шегенің қарағай элементтерінің қосылыстарындағы нагельмен талшықтар бойымен, ал шегемен және дюбельмен — кез-келген бұрышта берілетін күштерінің бағыттарында есептік салмақ түсетін қабілеттілігі 102 кестеде келтірілген.

Болат нагельдің түрлері басқа ағаш элементтерінің қосылыстарындағы есептік салмақ түсетін қабілеттілігін 101 кесте бойынша сәйкесінше коэффициентке көбейтіп 102-кесте бойынша анықтайды — ағашты нагельді ұяшықта майыстыруға қатысты және осы коэффициенттің шаршы түбіріне есептеу барысында — нагельдің иілуіне қатысты есептеу кезінде. Нагельмен ағаш талшықтарына берілетін күшті α бұрышымен бағыттау кезінде оның есептік салмақ түсетін қабілеттілігін ҚНЖЕ II-25 ережелері бойынша k_α коэффициентін ескере отырып, анықтау қажет.

10.2.8 Желімдеп жапсырылатын істіктің жұлып алуға немесе басып майыстыруға N_{dd} , кН, созылған және қысылған элементтердің желім істікті қосылыстарында есептік салмақ түсетін қабілеттілігін келесі формула бойынша анықтау қажет

$$N_{dd} = m\pi d_e l_e R_{daf}, \quad (261)$$

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

мұндағы m — тесіктердің диаметрлері келесілерге тең болған кезде қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті, см:

- 2,4 кем емес — 1,00;

- 2,6 және 2,8 — 0,95;

- 3 және одан да көп — 0,90;

d_e — істік тесігінің диаметрі, м;

l_e — істікті бітеудің ұзындығы, м;

R_{daf} — ағаштың желім істікті қосылыстағы уатуға есептік қарсыласуы, МПа, 100 кесте бойынша қабылданады.

102 кесте - болат нагельдің, дюбельдің немесе шегенің бір қимаға есептік салмақ түсетін қабілеттілігі

Қосылыс	Керілген күй	Расчетная несущая способность болат нагельдің, дюбельдің немесе шегенің бір қимаға, кН
Симметриялы	Ортаңғы элементтерде майыстыру	$0,441dt_1$
Симметриялы емес	Шеткі элементтерде майыстыру	$0,685dt_2$
	Қалыңдықтары бірдей барлық элементтерде, сондай-ақ бір қималы қосылыстардың анағұрлым қалың элементтерінде майыстыру	$0,294dt_1$
	Анағұрлым жұқа жеткі элементтерінде майыстыру	$0,685dt_2$

102 кесте - болат нагельдің, дюбельдің немесе шегенің бір қимаға есептік салмақ түсетін қабілеттілігі (жалғасы)

Қосылыс	Керілген күй	Расчетная несущая способность болат нагельдің, дюбельдің немесе шегенің бір қимаға, кН
Симметриялы және симметриялы емес	Нагельдің иілуі	$1,618d^2 + 0,019t_3^2$, бірақ $2,256d^2$ астам емес
	Шегенің иілуі (МСТ 4028)	$2,256d^2 + 0,010t_3^2$, бірақ $3,628d^2$ астам емес
	Дюбельдің иілуі [8]	$3,384d^2 + 0,015t_3^2$, бірақ $5,442d^2$ астам емес
	Бұрандалы шегенің иілуі [9]	$4,14d^2$

102 кестеде қабылданған белгілеулер:

d — нагельдің немесе шегенің диаметрі;

t_1 — ортаңғы элементтердің, сондай-ақ бір қималы қосылыстардың тең және одан да көп қалың элементтердің қалыңдығы;

t_2 — шеткі элементтердің, сондай-ақ бір қималы қосылыстардың анағұрлым жұқа элементтердің қалыңдығы;

t_3 — шегені немесе дюбельді бір қималы қосылыстың шеткі элементіне қағудың тереңдігі.

ЕСКЕРТПЕ 1 Нагельдің қарастырылып отырған тігістегі жұмыс салмақ түсетін қабілеттілігін осы

кестенің формулалары бойынша алынған барлық мәндердің ең кішісіне тең қылып қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 2 Нагельдің d диаметрін оның иілу бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің ең толық қолдану шартын есепке алып, тағайындау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 3 Нагельдік қосылыстарды ағаштың уатуына қатысты есептеуін өткізбеуге болады, егер нагельдерді орналастыру шарты осы ережелер жиынтығының талаптарына сәйкес орындалса.

ЕСКЕРТПЕ 4 Бұрандамалардағы болат қаптамаларымен нагельдік қосылыстарды бітеу цилиндрлік нагельдерде, шегелерде және дюбельдерде қолдануға оларды орналастырудың қажетті тығыздығы қамтамасыз етілген жағдайларында рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТПЕ 5 Болат қаптамаларымен қосылыстарындағы дюбельдердің және шегелердің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін келесі коэффициенттерге көбейтіп, анықтау қажет:

- 1,0 — келтірілген дюбельдер үшін;

- 0,8 — алдын ала бұрғылап кеңейтілген тесіктерге қағылғандар үшін.

10.2.9 Бойлық призмалық буаттардың (қалыптардың) есептік салмақ түсетін қабілеттілігін майыстыру және уату бойынша анықтау қажет, осыған қоса уатуға есептік қарсыласуды $m_a = 0,8$ жұмыс шарттарының коэффициентімен қабылдау қажет.

10.3 Ағаш конструкцияларды есептеу

10.3.1 Күштер мен моменттерді анықтау

10.3.1.1 Бөрене көпірлерінің арқалықтарын, астыңғы төсемнің элементтерін (тақтай, жіңішке бөрене және т.с.с.), арқалықтарды, автожол және қалалық көпірлерінің жүру бөліктерінің бойлық және көлденең арқалықтарын кесетін деп есептеу қажет.

Көлденең арқалықтарға тірелетін ағаш плитаны ені b , келесіге тең болатын екі тіректегі балка ретінде есептеуге рұқсат етіледі:

а) желімделген ағаш плитасы үшін

$$b = a + 2t + 0,25l, \quad (262)$$

б) шегелік ағаш плитасы үшін:

шегелер арасындағы қашықтық 25 см кем емес болған кезде

$$b = a + 2t + 4\delta, \quad (263)$$

шегелер арасындағы қашықтық 25 см астам болған кезде

$$b = a + 2t + 2\delta, \quad (264)$$

Формулаларында (262) — (264):

a - дөңгелекті тақтайға көлденең бағытында домалату өлшемі;

t - төсемнің қалыңдығы;

δ - бір тақтайдың қалыңдығы;

l - плитаның есептік аралығы.

Аралыққа түсетін қысымды анықтау кезінде олардың нақты кесілмеуінің шартында жүктеменің арқалықтармен серіппелі үлестірілуін ескеру қажет.

Егер төсемнің түйістері (бір кимада барлық түйістердің 30 % көп емес) екпінді орналасқан болса, аралыққа түсетін қысымды анықтау кезінде жүктеменің үлестірілуін ескеруге рұқсат етіледі.

10.3.1.2 Қосалқы балкалар бар болған жағдайда арқалықтардағы күштерді азайтылған, бірақ 10 % аспай кемітілген, арқалықта анықтауға рұқсат етіледі

10.3.2 Сығылған элементтердің есептік ұзындығы және элементтердің иілгіштігі

10.3.2.1 Бойлық күштермен жүктелген тік сызықты элементтерді төзімділігі бойынша есептеу кезінде есептік ұзындығын ҚНЖЕ II-25 нұсқауларына сәйкес ұштарды орнықтыру түріне байланысты қабылдау қажет.

10.3.2.2 Төзімділігі бойынша есептеу барысында арқалық құрылыстар мен тіректер элементтерінің есептік ұзындығын келесілерге тең қылып қабылдау қажет:

а) ферманың қысылған белдіктері үшін:

- ферманың жазықтығында—тораптар арасындағы қашықтығына;

- ферманың жазықтығынан —көлденең байланыстардың тораптары арасындағы қашықтығына;

б) Гау-Журавской фермаларындағы қиғаштап қойылған тірек үшін:

- ферманың жазықтығында — қиғаштап қойылған тіректің толық ұзындығының жартысына;

- ферманың жазықтығынан — қиғаштап қойылған тіректің толық ұзындығына;

в) тұтас қабырғамен тақтай фермалардағы қысылған тайқтай үшін — тақтайдың алты еселік еніне;

г) мұнара тіректерінің тіреулері үшін — байланыс тораптары арасындағы қашықтығына;

д) қосымша көлденең байланыстар жоқ болған жағдайда діңгектер үшін:

- Діңгек саптамаларын (ростверкаларды) көлденең жазықтығындағы ығысуларынан еңіс діңгектерді қағу арқылы беріктендіру кезінде және толығыменен діңгектерді жерге бітеу кезінде — $0,7l$;

- діңгек саптамаларын (ростверкаларды) көлденең жазықтығындағы ығысуларынан беріктендіру кезінде және діңгектерді толық емес (топсалы) жерге бітеу (діңгектер бітіктерінің бар болуы) — l ;

- діңгек саптамаларын (ростверкаларды) көлденең жазықтығындағы ығысуларынан беріктендіру жоқ болған жағдайда және діңгектерді жерге толық бітеуін қамтамасыз ету жағдайында — $2l$,

мұндағы l — оның жерге бітелуінің (немесе топсасының) ажырауын ескере отырып, діңгек басынан (ростверканың астыңғы бөлігі немесе саптама) қимасына дейінгі қашықтығына тең қылып қабылданатын діңгектердің теориялық ұзындығы.

10.3.2.3 Есептік иілгіштікті келесіге тең қылып қабылдау қажет:

а) тұтас қиманың (жазықтықтардың екеуінде де) элементтері және құрамалы өзектер үшін (тарамдар арасындағы жалғағыш байланыстар жазықтығына қалыпты жазықтықтағы) — есептік ұзындығының брутто элементінің көлденең қимасы инерциясының сәйкесінше радиусына қатынасына;

б) құрамалы элементтері үшін (тарамдар арасындағы жалғағыш байланыстар жазықтығындағы) — келтірілген иілгіштіктің λ_z :

$$\lambda_z = \sqrt{(\mu_z \lambda)^2 + \lambda_a^2}, \quad (265)$$

мұндағы λ, λ_a — сәйкесінше бүкіл элементінің және оның тарамының иілгіштігі;
 μ_z — иілгіштіктің келтірілген коэффициенті, келесі формула бойынша анықталатын

$$\mu_z = \sqrt{1 + \delta b \frac{a}{l_c^2} \frac{n_f}{n_q}}, \quad (266)$$

бұл жерде l_c — элементтің есептік ұзындығы, м;
 a — иілу жазықтығындағы элементтің көлденең қимасының өлшемі, см;
 n_f — элемент тарамдары арасындағы тігістердің саны;
 n_q — элементтің 1 м бір тігістегі байланыс қималарының саны;
 d — 103 кесте бойынша анықталатын қосылыстар икемділігінің коэффициенті;
 b — элемент қимасының толық ені, см.

ЕСКЕРТПЕ 1 λ және λ_a икемділіктері элементтің есептік ұзындығы l_c және байланыстар арасындағы қашықтық l_a бойынша тұтас элементтерге анықталады.

ЕСКЕРТПЕ 2 Тарамның оның қалыңдығынан жеті есе аспайтын l_a есептік ұзындығында $\lambda_a = 0$ қабылдауға рұқсат етіледі.

10.3.2.4 Құрамалы элементтердің келтірілген икемділіктерінің коэффициенттерін анықтау кезінде келесі шарттарды сақтау қажет:

- а) ұштары $4d$ кем қысылған шегелерді және дюбельдерді ескермеу қажет;
- б) буаттар немесе қалыптар көмегімен қосу кезінде тарамдарды $\mu_z = 1,2$ қабылдау қажет;
- в) егер тігістерде екі диаметрлі (d_1 және d_2) нагельдер қолданылса, онда тігістегі байланыстар n қималарының есептік саны келесі формула бойынша анықталады

$$n = n_1 + n_2 \frac{\delta_1}{\delta_2}, \quad (267)$$

мұндағы n_1, δ_1 — қималар саны және диаметрі d_1 нагельдеріне сай келетін икемділік коэффициенті;

n_2, δ_2 — қималар саны және диаметрі d_2 нагельдеріне сай келетін икемділік коэффициенті.

103 кесте - Қосылыстар икемділігінің коэффициенттері

Байланыс түрлері	Қысу барысындағы қосылыстар δ икемділіктерінің коэффициент мәні	
	орталық	иіліспен
Болат нагельдер:		
$d \leq \frac{1}{7}t$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2,5d^2}$
$d > \frac{1}{7}t$	$\frac{1,5}{dt}$	$\frac{3}{dt}$
Шегелер және дюбельдер	$\frac{1}{10d^2}$	$\frac{1}{5d^2}$
ЕСКЕРТПЕ 103 кестеде қабылданған белгілеулер:		
t — қосылатын элементтердің ең жұқасының қалыңдығы, см;		
d — шегенің, дюбельдің немесе нагельдің диаметрі, см.		

10.3.2.5 Орталық-қысылған элементтердің салмақ түсетін қабілеттілігін төмендету коэффициентін φ олардың есептік икемділігіне λ байланысты келесі формулалар бойынша анықтау қажет:

$$\lambda \leq 70 \text{ кезінде } \varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (268)$$

$$\lambda > 70 \text{ кезінде } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}. \quad (269)$$

10.3.3 Конструкция элементтерін есептеу

10.3.3.1 Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерінің есептеуін беріктігі және төзімділігі бойынша 104 кестенің формулалары бойынша орындау қажет.

10.3.3.2 Құрамалы орталықтан тыс қысылған элементтерде аралық қабаттарда оның есептік тарам қалыңдығынан жеті есе асатын ұзындығы барысында ең керілген тарамның төзімділігі бойынша есептеуді келесі шартты негізге ала отырып, орындау қажет

$$\frac{N_d}{A_{br}} + \frac{M_d}{\xi W_{br}} \frac{R_{ds}}{R_{ab}} \leq \varphi R_{ds}, \quad (270)$$

мұндағы φ — бөлек тарамның салмақ түсетін қабілеттілігін төмендету коэффициенті үшін;

A_{br} , W_{br} — тарамның көлденең қимасының жиынтық салмағының ауданы және қарсыласу мезеті;

ξ — 10.3.3.1 сәйкес анықталатын коэффициент.

104 кесте – Ағаш конструкцияларының элементтерін есептеудің формулалары

Элементтің жұмысы	Есептеудің формуласы
Қалыпты кернеулерге беріктігіне қатысты	
талшықтар бойымен созылу	$\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{dt}$
талшықтар бойымен қысу	$\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{ds}$
Басты жазықтықтардың біреуінде иілу	$\frac{M_d}{W_{nt}} \leq R_{db}$
Қисық иілу	$\frac{M_{dx}}{I_x} y + \frac{M_{dy}}{I_y} x \leq R_{db}$
Басты жазықтықтардың біреуінде иілумен созылу	$\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{W_{nt}} \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{dt}$
Басты жазықтықтардың біреуінде иілумен қысу	$\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{\xi W_{nt}} \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{ds}$

талшықтарға көлденең қысу (майыстыру)	$\frac{N_d}{A_q} \leq R_{dq}$
Кернеумен жанасушы беріктігіне қатысты	
Иілу	$\frac{Q_d S_{br}}{I_{br} b} \leq R_{dab}$
Төзімділігіне	
Орталық қысу	$\frac{N_d}{A_d} \leq \varphi R_{ds}$
<p>104 кестеде қабылданған белгілеулер:</p> <p>N_d, M_d, Q_d — сәйкесінше арқау күшінің, иілу мезетінің, көлденең күштің есептік мәндері;</p> <p>R_{dt}, R_{ds} — есептік қарсыласуы (индекс керілген күйдің түріне сай келеді);</p> <p>A_{nt}, A_{br} — ауданның көлденең қимасының сәйкесінше таза және жиынтық салмағы;</p> <p>S_{br} — қима бөлігінің жиынтық салмағының бейтарап осіне қатысты статикалық мезеті;</p> <p>W_{nt} — 10.3.3.4 сәйкес жұмыс шарттарының коэффициентін ескере отырып, құрамалы өзектер үшін қабылданатын әлсіздендірілген қиманың қарсыласу мезеті;</p> <p>I_x, I_y — x және y осьдеріне қатысты сәйкесінше таза салмақ қимасының инерция мезеттері;</p> <p>I_{br} — жиынтық салмақ қимасының инерция мезеті;</p> <p>x, y — x және y бас осьдерінен ең алшақ қима нүктелеріне дейінгі қашықтықтар;</p> <p>b — қиманың ені;</p> <p>φ — орталық-қысылған элементтердің төзімділігін 10.3.2.5 сәйкес тексеру кезіндегі салмақ түсетін қабілеттілігінің төмендету коэффициенті;</p> <p>A_q — майыстыру ауданы;</p> <p>A_d — тең болып қабылданатын тексеру кезіндегі көлденең төзімділік бойынша қиманың есептік ауданы;</p> <p>A_{br} — қиманың 25 % кем емес әлсізденуі кезінде;</p> <p>(4/3) A_{nt} — дәл сондай, 25 % астам;</p> <p>ξ — қалыпты күштің N_d элементтің деформациялануы кезінде қосымша мезеттің әсерін ескеретін коэффициент және келесі формула бойынша анықталады</p> $\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \frac{N_d}{R_{ds} A_{br}},$ <p>мұндағы λ — элементтің иілу жазықтығындағы есептік икемділігі.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 1 Жиекке шығатын симметриялы емес әлсізденулер кезінде орталық-қысылған элементтерді орталықтан тыс қысылған ретінде есептеу қажет.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 жазықтықтағы орталықтан тыс қысылған элементтің төзімділігі бойынша есептеу, ию жазықтығына перпендикулярлы, сондай-ақ ию жазықтығында N_d/A_{br} кернеулерінің 10 % аспайтын M_d/W_{br}, кернеулерінде $N_d/A_{nt} \leq R_{ds}$ формуласы бойынша иілу мезетін ескермей орындауға рұқсат етіледі.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 3 егер қима толығымен қысылған болса, қималарының әлсізденуін есептеу кезінде істікті тесіктерімен желім істікті тораптармен қысылған элементтер ескерілмейді.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 4 созылған элементтер қималарының беріктігін тексеру кезінде желім істікті торабының аймағында кернеулердің қимадағы шоғырлануын, қима ауданын A_{nt} 0,9 тең болатын жұмыс шарттарының коэффициентіне көбейтіп, ескеру қажет.</p>	

10.3.3.3 Бөренелерден жасалған элементтердің есептеуін бөрененің 1 м ұзындығына 1,0 см өлшеміндегі жиналуын ескере отырып, орындау қажет.

Қима ауданы A_{nt} қарастырылып отырған қимада барлық әлсізденулерді ұзындығы 20 см аумақта орналақан шартты біріктіру кезінде анықталады. Сонымен бірге жиынтық қима ауданының салыстырмалы әлсізденуі 0,4 аспауы тиіс — симметриялы емес әлсіздену кезінде, және 0,5 — симметриялы әлсіздену кезінде.

Қысылған элементтерде нагельдермен құрылатын әлсізденулерді жақын жердегі әлсізденулермен біріктірмей ескеруге рұқсат етіледі. Ұяшықтарды алдын ала бұрғыламай орнатылған шегелермен құрылатын қысылған элементтердің әлсізденулерін ескермеуге рұқсат етіледі.

Сондай-ақ, A_{nt} ауданы ретінде сатылы ажырау жорамалында анықталатын жұмыс ауданын қабылдау қажет (көршілес әлсізденулер арасындағы уату алаңдарын ескере отырып), егер ол анағұрлым жағымсыз нәтижелерге әкелетін болса.

10.3.3.4 Иілетін құрамалы бөренелердің беріктігі бойынша призмалық бойлық кілтектерде (қалыптарда) есептеуді тұтас бөренелер үшін келесілерге тең болатын коэффициентті ескере отырып орындау қажет:

- 0,85 — екі қабат;

- 0,80 — үш қабат.

Қосылыс икемділігін ескерусіз анықталған көрсетілген құрамалы бөренелер үшін майысқан тұстар 30 % ұлғайтылуы тиіс.

10.3.3.5 Желімделген конструкцияларының көп қабатты элементтерін беріктік және төзімділік бойынша есептеуін тігістердің икемділігін ескерусіз орындауға рұқсат етіледі. Тігістер икемділігінің желімделген бөренелердің майысқан тұстарына әсерін майысқан тұстарды 20 % арттырып, ескеруге рұқсат етіледі.

10.3.3.7 Тақтай ферманы иілу мезеттері белдіктермен қабылданатын бірыңғай бөрене ретінде, ал көлденең күштерді —барлық қиғаштап қойылған тіректермен қиылысатын тепе-тең үлестірумен тордың немесе қабырғаның қиғаштап қойылған тіректері ретінде есептеуге рұқсат етіледі.

Жиынтық белдік қимасының ауданына келесілерге тең болатын коэффициенттерді енгізу қажет: 1,0 — қабырғаға ең жақын тақтай үшін, 0,8 — келесі үшін және 0,6 — үшіншісі үшін. Тақтай фермалардың қосылыстар икемділігін ескерусіз есептелген параллель белдіктермен майысқан тұстарын 30 % арттыру қажет.

Фермалардың тірек діңгектері тордың жанасушы элементтерінің толық тірек қысымын беруге есептеледі.

10.3.3.8 Есептеу кезінде ряждерді олардың өз ауданының $2/3$ тірелуін қабылдау қажет. Жерге үйкелу коэффициентін 11.2.8 талаптарына сәйкес қабылдау қажет.

10.3.4 Қосылыстарды есептеу

10.3.4.1 Осьдік күштерге жұмыс істейтін элементтердің қосылыстарын майыстыруға және уатуға есептеуін болат бекітулерінің жұмысын ескермей, келесі формулалар бойынша орындау қажет:

- майыстыруға қатысты

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{dqp}, \quad (271)$$

- уатуға қатысты

$$\frac{N_d}{A_a} \leq m_a R_{dam}, \quad (272)$$

мұндағы A_q, A_a — майыстыру және уату ауданы;

m_q — ағаш жұмыс шарттарының талшықтарға көлденең майыстыруға қатысты коэффициенті, тең:

- Конструкцияның элементтерін су бетінен 1,2 жоғары пайдалану кезінде көлденең шабақ ағаштарды және саптамаларды діңгектермен немесе тіреуіштермен бірге қосу үшін; жермен жанасып тұратын немесе жерде жатқан — 0,85; тұрақты түрде суланатын және суда орналасқан — 0,75;

m_a — уатуға қатысты жұмыс шарттарының коэффициенті, тең:

- тура қосылуларда:

- 1,0 — бір өркешті қосуларда;

- 0,8 және 1,15 — екі өркешті қосуларда, сәйкесінше кесіктен алғанда бірінші және екінші өркеш бойынша;

- бойлық кілтектерде қосылатын элементтерінде — 0,7.

Майыстыруға және уатуға есептеу кезіндегі қосылыстардағы үйкеліс күштері ескерілмейді, егер олар қосымша кернеулерді тудырмаса.

Ағашты талшықтарға көлденең жергілікті майыстыру алаңдарының есептік салмақ түсетін қабілеттілігін (тік қосуларды, ұяшықтарды және нагельдерді санамағанда) оларды ағашты майыстырумен бірлесіп жұмыс істейтін металл байланыстырулармен күшейту есебінен арттыруға рұқсат етіледі (шегелермен, дюбельдермен, бұрандалы шегелермен, саңырау құр тәріздес шегелермен).

Қысып жабуға жұмыс істейтін метал байланыстырулардың жергілікті майыстыру ауданында орналастыруды 106-кестенің талаптарына сәйкес орындау қажет.

Талшықтарға көлденең жергілікті майыстыру алаңдарымен байланыстырулармен күшейтілген қосылыстарды есептеуді келесі формула бойынша орындау қажет

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{dqp} + \frac{n_s N_{dds}}{A_q}, \quad (273)$$

мұндағы n_s — жергілікті майыстыру алаңындағы байланыстырулар саны;

N_{dds} — ағашқа талшықтарға көлденең ендірілген бір байланыстыруды қысып жабудың есептік салмақ түсетін қабілеттілігі (шегенің, дюбельдің, бұрандалы шегенің, құр тәріздес шегенің), кН, келесі формула бойынша анықталады

$$N_{dds} = 0,78(4R_{dds} d_s l_s + R_{dqp} D_s^2), \quad (274)$$

мұндағы R_{dds} — ағашпен байланыстырудың есептік ұласу бетінің бірлігіне қысып жабуға есептік қарсыласуы, тең қылып қабылданатын:

- ағаштың ылғалдылығына қарамастан шегелер және дюбельдер үшін — 0,3 МПа;

- ауа-құрғақ ағашты [9] қолдану кезінде бұрандалы шеге үшін — 0,6 МПа;

- бұрандалы шегелер, құр тәріздес шегелер үшін — R_{dsm} 97 кесте бойынша ағаштың сәйкесінше ылғалдылығы үшін;

d_s — байланыстыру өзегінің диаметрі, м;

l_s — байланыстырудың ағашпен ұласуының есептік ұзындығы, м;

R_{dqp} — талшықтарға көлденең жергілікті майыстыруға есептік қарсыласуы, 97 кесте бойынша анықтауға рұқсат етіледі;

D_s — байланыстыру бүркеншігінің диаметрі, м.

(273) формуласының оң жақ бөлігі $2m_q R_{dqp}$ мәнінен аспауы тиіс

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

10.3.4.2 Еңіс қалыптармен қосылатын элементтеріндегі уатудың l_d есептік ұзындығы келесіге тең қылып қабылдануы тиіс

$$l_d = a + 0,5l_a, \quad (275)$$

Қысу бұрандаларындағы S бір қалыптың кернегіші күштерін анықтау үшін формуласы бойынша есептеп шығару қажет

$$S = \frac{3}{2} Q \frac{z}{l_a}, \quad (276)$$

(275) және (276) формулаларында:

Q — қосылу икемділігін ескермей бір қалыпқа алғанда есептік жылжытушы күш;

a — жарықтықтағы қалыптар арасындағы қашықтық;

z — қалыпты уату күш иіні;

l_a — қалыптың ұзындығы.

10.3.4.3 Екі таңбалы тақтай-шегелік бөренелердің бірыңғай айқыш қабырғасына белдіктер байланыстыруларындағы қосылыстарды белдік және қабырға арасында туындайтын жылжыту күшіне қатысты есептеу қажет. Сонымен бірге байланыстырудағы шегелердің салмақ түсетін қабілеттілігін 0,8 тең болатын жұмыс шарттарының коэффициентімен, оның тақтайының жалпы қалыңдығына тең болатын қабырғаның есептік қалыңдығы барысында қабылдау қажет.

Ағашта шегенің ұшын қысып алудың есептік ұзындығын келесі формула бойынша анықтауға болады

$$e_l = 1,95d \sqrt{\frac{R_y}{R_{dqs}}}, \quad (277)$$

мұндағы d — шегенің диаметрі;

R_y — болат шегенің созылуға және иілуге аққыштық шегі бойынша есептік қарсыласуы, МПа, осы ережелер жинағының 8 тарауы бойынша қабылданатын;

R_{dqs} — ағаштың талшықтар бойымен майыстыруға есептік қарсыласуы, МПа.

Шегенің ұшын қысып алу есептік ұзындығын анықтау кезінде ұзындығы $1,5d$ ұшталған бөлігін ескермеуге болады. Бұдан басқа, оның ұзындығынан қосылатын элементтер арасындағы әрбір тігіске 2 мм шегеру қажет. Шегенің пакеттен бос шығуы кезінде оның ұзындығын $1,5d$ азайту қажет.

10.3.4.4 Желім істікті қосылыстарын қысылған элементтерде және иілетін элементтердің қысылған аймағында орналастыру кезінде есептерде күштің 70 % түйісетін элементтердің кесіктері арқылы беріледі, ал күштің қалған бөлігі істіктермен қабылданады дегенді қабылдауға болады.

Желім істікті қосылыстары бар элементтердің есебіне қойылатын қосымша талаптар ҚР ҚН 3.03-12 (10.3.4.4) келтірілген.

10.4 Конструктивтік талаптар

10.4.1 Негізгі талаптар

10.4.1.1 Қосулар саны барынша аз қарапайым қосылыстарды қолдану қажет және оларда су қалмайтындай қылып орнату қажет.

Құрама элементтерде желдету үшін қырлы бөренелер арасындағы 4 см кем емес және бөренелер арасындағы 2 см кем емес саңылауларды алдын ала қарастыру қажет. Саңылауларды жасауға мүмкіндік бермейтін конструкцияларында атмосфералық шашындармен тікелей ылғалдануына қарсы шаралар қабылдануы тиіс. Ағаш конструкцияларының су үсті бөлігінде жабық тораптарды құруға (барлық жақтарынан жапсырмалар) рұқсат етілмейді. Желімделген арқалық құрылыстарда оларға күн сәулелерінің түсуін болдырмайтын шараларды алдын ала қарастыру қажет.

10.4.1.2 Желімделген және тақтай-шегелік бас бөренелермен арқалық құрылыстың көлденең қаттылығын қамтамасыз ету үшін тірек қималарында және арқалықта 4 — 6 м сайын көлденең байланыстарды, ал тақтай-шегелік бөренелерде — бөренелер жоғарғы белдіктерінің жазықтығында бойлық байланысты орнату қажет.

10.4.1.3 Арқалық құрылыстардың ұзындығы 15 м және одан да көп бас арқалықтарын, әдетте, резеңке ітрек бөлігінде орнату қажет. Тірек бөліктерінің орнына бөренелердің астында рубероид аралық қабаттарын орнатып, антисептикаландырылған ағаштың мауэрлаттық бөренелерін жатқызуға рұқсат етіледі.

10.4.1.4 Автожол және қалалық көпірлерінің желімделген арқалық құрылыстарының жүру бөлігін құрастыру кезінде судың жүру бөлігінен жылдам ағуын қамтамасыз ететін бойлық және көлденең еңістерді алдын ала қарастыру қажет.

Көпірдің 50 м дейін ұзындығы және оның бір жақты 1 % кем емес еңісі барысында, сондай-ақ көпірдің 100 м ұзындығында және ортасынан әр жаққа қарай 1 % кем емес еңістерінде су бұрғышты судың бойлық ағыны есебінен қамтамасыз етуге рұқсат етіледі.

10.4.1.5 Автожол және қалалық көпірлердегі бас бөренелерінің кесіктері арасындағы саңылаулардың желдету шарттарын жақсарту үшін тірек бөліктерінің 10 см кем болмайтын биіктігін белгілеу қажет — 5 см кем емес. Бас бөренелер мен жүру бөлігінің плитасы арасында биіктігі 5 — 6 см ойықтар орнатылуы тиіс.

10.4.2 Элементтердің ең кіші өлшемдері және олардың рұқсат етілген иілгіштігі

10.4.2.1 Көлденең қимада ағаш бөліктерінің және метал өнімдерінің өлшемдері 105-кестеде келтірілген көрсеткіштерден кем болмауы тиіс.

105-кесте – Ағаш бөліктерінің және метал өнімдерінің нормаланатын өлшемдерінің ең кіші мәндері

Ағаш бөліктер және метал өнімдері	Көлденең қимасының нормаланатын өлшемі	Көпірлердің нормаланатын өлшемдерінің ең кіші мәні	
		Темір жол	Автожол және қалалық
1 Қырлы бөренелер және тақтай: - негізгі элементтер үшін - байланыстар, түйісу қаптамалары, шарбақтар және басқа қосымша элементтер үшін	Үлкен жағы, см Дәл солай	18 10	16 8
2 Тақтай	Қалыңдығы, см	4	4*
3 Жіңішке ұштағы бөренелер:	Диаметр, см		

**105-кесте – Ағаш бөліктерінің және метал өнімдерінің нормаланатын
өлшемдерінің ең кіші мәндері**

Ағаш бөліктер және метал өнімдері	Көлденең қимасының нормаланатын өлшемі	Көпірлердің нормаланатын өлшемдерінің ең кіші мәні	
		Темір жол	Автожол және қалалық
- негізгі элементтер үшін		22	18**
- діңгектер үшін		22	22
- жіңішке бөрене үшін		—	14
4 Пластиналар	Шеңбердің радиусы, см	9	9
5 Бұрандамалар:	Диаметр, мм		
- жұмыс және қысқыш		19	19
- конструктивті		16	16
6 Желім істікті түйісулердегі істіктер	Дәл солай	—	12
7 Болат тәжілер	»	25	22
8 Болат нагельдер	»	22	12
9 Шегелер және дюбельдер	»	4	4
10 Болат ақптамалар	Қалыңдығы, мм	8	8
11 Шайбалар	Дәл солай	6	6
12 Өркешті тиектер	Ұзындығы, см	—	3,2
<p>* Өңдегеннен кейін желімделген конструкциялар үшін тақтай қалыңдығы 3,3 см аспауы тиіс — бас бөренелер үшін және 4,3 см — қалған элементтер үшін.</p> <p>** Жіңішке ұшындағы диаметрі 18 см бөренелерді жүру бөлігінің және жауапты емес элементтер төсемі үшін ғана қолдануға рұқсат етіледі (екінші дәрежелі байланыстардың, ұстаулардың және т.б.).</p>			

10.4.2.2 Конструкциялардағы ағаш элементтердің икемділігі келесі көрсеткіштерден аспауы тиіс:

а) белдіктер, қиғаштап қойылған тіректер, тірек тіреулері және діңгектер үшін:

- қысылған — 100;

- созылған — 150;

б) байланыстар үшін:

- қысылған — 150;

- созылған — 200.

10.4.3 Түйісулер және қосылыстар

10.4.3.1 Олардың қарапайым орналасуында бұрандамалар, нагельдер, шегелер, дюбельдер, бұрандалы шегелер, саңырау құр тәріздес шегелер және істіктер арасындағы ең кіші қашықтықтар 106-кесте бойынша қабылдануы тиіс.

106 кесте – Олардың қарапайым орналастыруындағы бұрандамалар, нагельдер, шегелер, дюбельдер, бұрандалы шегелер, саңырау құр тәріздес шегелер және істіктер арасындағы ең кіші қашықтық

Қашықтықтың атауы	Есептік диаметрлерде келтірілген ең кіші қашықтықтардың мәндері, үшін				
	бұрандамалар және тесіп өтетін нагельдер	саңырау нагельдер	істіктер	шегелер және дюбельдер	бұрандалы шегелер және саңырау құр тәріздес шегелер
1 Бекіту осьдері арасында: - талшықтар бойымен - талшықтарға көлденең	6 3	7 3,5	— 3	15* немесе 25** 4	10 5
2 Шеткі бекіту осінен элементтің шегіне дейін: - талшықтар бойымен - талшықтарға көлденең	6 2,5	7 3	— 2	15* немесе 25** 4	10 3,5

* Тесілетін элементтің қалыңдығы $10d$ кем емес болса, (мұндағы d — шегенің немесе дюбельдің диаметрі).

** Тесілетін элементтің қалыңдығы $4d$ тең болса. Тесіп өтетін шегелермен немесе дюбельдермен тесілмейтін элементтері үшін қалыңдығына қарамастан шегелердің немесе дюбельдердің осьдері арасындағы қашықтық талшықтар бойымен $15d$ кем емес болып қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ 1 Желім істікті қосылыстағы істіктер осьдері арасындағы қашықтық олардың талшықтар бойымен орналасу жағдайына берілген. Істіктерді талшықтарға көлденең немесе оларға қатысты бұрышпен орналастыру кезінде істіктер арасындағы қашықтық торапты қосылыс жұмысын негізге алып, тағайындалуы тиіс, бірақ келтірілгеннен кем емес.

ЕСКЕРТПЕ 2 Шегелер немесе дюбельдер арасындағы ең кіші қашықтықты элемент қалыңдығының аралық мәндері барысында интерполяция бойынша анықтау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 3 Оларға арнап бұрғылап тесілетін $10d$ асатын тесіктердің ұзындығында нагельдер (істіктер) арасындағы ең кіші қашықтық тесіктің артық ($10d$ астам) ұзындығының 5 % арттырылуы тиіс.

10.4.3.2 Жапырақты және басқа қатты түрлерінің ағаш элементтерін шегелерде және дюбельдерде қосу кезінде, сондай-ақ диаметрі d 6 мм астам шегелерді қолданудың барлық жағдайларында диаметрі $0,8—0,9 d$ ұяшықтарын алдын ала бұрғылау қарастырылуы тиіс.

10.4.3.3 Шегелерді және дюбельдерді қарсы тесіп өтпейтін бітеу кезінде олардың ұштары бір-бірінен кейін шегелер мен дюбельдер арасындағы қашықтықтың ұлғаюынсыз орташа тақтай қалыңдығының $1/3$ қайта жіберілуі мүмкін.

10.4.3.4 Желім істікті қосылыста істіктер ретінде А300 классты болаттан жасалған диаметрі 12 — 26 мм сұлбасы жүйелі ыстық күйде тегістелген өзекті арматураны қолдану қажет.

Істіктерге арналған тесіктердің диаметрлерін істіктердің диаметрлерімен салыстырғанда ұлғайтып, тағайындау қажет: істіктің диаметрі 12 мм болғанда — 2 мм, 14 болғанда — 18 мм — 3 мм, 20 — 22 мм болғанда — 4 мм, істіктің диаметрі 22 мм астам болғанда — 5 мм.

Істікті ағашқа бітеу тереңдігін (15 — 20) істіктің диаметрлеріне тең қылып қабылдауға ұсынылады.

10.4.3.5 Қосылыстардағы ендіру және қосу тереңдіктері кем болмауы тиіс:

Қырлы бөренелерде (және көмкерілген бөренелерде) — 2 см, бөренелерде — 3 см.

Ендіру және қосу тереңдіктері аспауы тиіс:

а) кілтектерде және қалыптарда қосу кезінде:

- қырлы бөренелерде — қырлы бөрене қалыңдығының $1/5$;

- бөренелерде — бөрене диаметрінің $1/4$;

б) ендірулердегі қосу:

- тіреу тораптарында — элемент қалыңдығының $1/3$;

- тесіп өтетін фермалардың аралық тораптарында — элемент қалыңдығының $1/4$.

Қосылыстардағы уату жазықтығының ұзындығы ендірудің төрт тереңдігінен кем емес және 20 см кем емес белгіленуі тиіс.

10.4.3.6 Ендірмелердегі элементтердің қосылыстарын, әдетте, бір өркешті тік ендірмелер немесе қысылған элементтерге жанасушы тікелей тік тіректің күйінде орындау қажет.

Екі өркешті қосылыстардың тік ендірмелеріндегі өркешті ендірудің тереңдігі бірінші өркештің тереңдігінен 2 см кем емес артық болуы тиіс. Үш өркешті тік ендірмелерді қолдануға рұқсат етілмейді. Бүйір ендірмелердегі қосылыстарды қолданбаған жөн.

Майыстырудың жұмыс жазықтығын, әдетте, жанасатын қысылған элементтің осіне перпендикулярлы түрде орналастыру қажет.

10.4.3.7 Тек бойлық немесе еңіс, талшықтары параллель немесе жылжытушы күштің бағытына қарай жақын ағаш призмалық кілтектерді (немесе қалыптарды) қолдануға рұқсат етіледі.

Жарықтықтағы кілтектер (қалыптар) арасындағы қашықтық барлық жағдайларда кілтектің ұзындығынан (қалыптың) кем болмауы тиіс. Кілтек l ұзындығының a ендіру тереңдігіне қатысы 5 кем болмауы тиіс.

Элементтерді δ саңылауымен топтастырған кезде келесі шарт орындалуы тиіс

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5, \quad (278)$$

диаметрі d бөренелерді еңіс кілтектермен (қалыптармен) топтастырған кезде δ саңылауы келесі көрсеткіштерден аспауы тиіс:

- 0,4 - 0,5 d — екі қабат арқалықтарда;

- 0,25 d — үш қабат арқалықтарда.

10.4.4 Аралық құрылыс және тірек элементтері

10.4.4.1 Автожол және қалалық көпірлерінің жүру жолын тақтай-шегелік плитамен немесе екі есе тақтай төсеммен орнату қажет.

Темір жол көпірлерінің өртке қарсы ұсақталған тас қабатының астындағы балластық астау мен төсем түбінің тақтайын және автожол және қалалық көпірлерінің жүру бөлігінің астыңғы төсем элементтерін 2 — 3 саңылауымен см орналастыру қажет.

Автожол және қалалық көпірлерінің жүру бөлігінің жоғарғы төсемін бойлай жасау ұсынылады. Төсем тақтайының қалыңдығы 5 см кем болмауы тиіс.

10.4.4.2 Қырлы бөренелер немесе аркалықтардың бөренелері өзара байланыстырылуы тиіс және бойлық және көлденең орын жылжытуларқа қарсы тіректерде бекітілуі тиіс. Шашылған аркалықтардың ұштары тіректер саптамаларының (немесе тірек бөренелерінің) осінен 30 см кем емес асырып шығарады.

Темір жол көпірлерінің балласттық астауы астындағы аркалықтарды 15 — 20 см аралықтарымен орналастыру қажет.

10.4.4.3 Ағаш фермалардың қабырғаларының тұрақтылығы тік қырлы бөренелерді 3 м және ферманың биіктігінен аспайтын қашықтықтарында орнату арқылы қамтамасыз етілуі тиіс. Қырлы бөренелер ферманың қабырғасын және белдіктерін қысуы тиіс.

10.4.4.4 Тұтас қабырға тақтайларының әрбір қиылысында диаметрі 4,5 мм кем емес шеге орнатылуы тиіс. Шегелердің ұзындығы қабырға қалыңдығынан 3 см астам мөлшерге үлкен болуы тиіс. Шегелердің ұштары майыстырылған болуы тиіс.

10.4.4.5 Діңгектердің тораптарын, әдетте, мүмкін шайып кету деңгейінен 2 м төменірек жерде орналастыру қажет. Оларды шайып кету деңгейінен биік орналастыру кезінде тораптар орындарында байланыстырулар орнатылуы тиіс.

Тіректердің (тіреудің, діңгектердің) қысылған элементтерінің түйіскен жерлерін кесікте орындау қажет (жалғыз діңгектердің түйіскен жерлері— істікті орнатумен) және бұрандамалардағы метал қаптамалармен қайта басу қажет.

Егер діңгектердің түйісу жері жер деңгейінен биік орналасса, нагельдердегі ағаш қаптамаларын қолдануға рұқсат етіледі.

Бумалы діңгектерде кейбір қырлы бөренелердің немесе бөренелердің түйіскен жерлерін екпін алып орналастыру қажет.

10.4.4.6 Ряждың енін (көпірді бойлай) оның биіктігінен 1/3 кем емес және 2 м кем емес анықтау қажет. Ряждың биіктігі отыруға және құрғауына 5 % қормен анықталады.

Ряждың үстіңгі жағы сең жүрудің ең жоғарғы деңгейінен 0,5 м кем емес және судың биік көкжиегінен 0,25 м кем емес биік болуы тиіс.

10.4.4.7 Құрғақ аңғарларда және ағысы әлсіз өзендерде ряждерді жоспарда тік бұрышты қылып орнатуға ұсынылады. Ағыс жылдамдығы 1,5 м/с және одан да көп болса, ұшталған сүйір қалыпты ряждерді қолдану қажет.

Мұздың әсеріне шалдыққыш ряждерді мұз кескіштерімен бірге қолдану қажет. Бұл жағдайда ряждың үстіңгі жағынан тік кескіш қабырғаны орнату қажет. Қатты сең жүру кезінде кескіш қабырғаны 10.4.4.10 нұсқауларына сәйкес көлбеу қылып орнату қажет.

10.4.4.8 Ряждың сыртқы қабырғалары арасында көлденең және бойлық аралықтарды (ішкі қабырғаларды) құру қажет. Ішкі қабырғалармен құрылатын ұяшықтар жақтарының өлшемдері 2 м аспауы тиіс.

Ряждың сыртқы қабырғаларының бұрыштарында, сондай-ақ аралықтардың түйісу жерлерінде тік қырлы бөренелер немесе биіктігі бойынша сопақ ойықтармен көмкерілген бөрене-қысқыштар бұрандамалар үшін әрбір төртінші тәжде орнатылуы тиіс. Ряждың сыртқы қабырғалары көлденең бағытта қысқыштар арқылы өткізілетін болат тәждермен қосылуы тиіс.

10.4.4.9 Мұз кескіштері әрбір мұз соққыларына шалдыққыш өзен тірегінің алдында тіректен бастап өзен ағысы бойынша жоғары қарай 2 — 8 м ағын жылдамдығына байланысты орнатылуы тиіс. Сең жүруі күшті өзендерде (мұздың қалыңдығы 50 см астам және сең жүру жылдамдығы 1,5 м/с астам) негізгі мұз кескіштерінен 30 — 50 м

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

кашықтығында мұз кескіштерін тіректермен және негізгі мұз кескіштермен бір сызыққа анағұрлым күшті алдыңғы бекетті алдын ала қарастыру қажет, бірақ саны екі есе аз болуы тиіс. Мұз кескіштері тастармен жүктелуі тиіс.

10.4.4.10 Мұз кескіштің жұмыс ені ең жоғарғы сең жүрудің деңгейінде сол деңгейдегі қорғалатын тіректің енінен кем болмауы тиіс.

Мұз кескіштің кескіш қабырғасының еңісі құламалы 1:15 көрсеткіштерінен артық болуы тиіс. Мұз кескіштің пышағының үстіңгі жағы сең жүрудің ең жоғарғы деңгейінен кем дегенде 1,0 м биік болуы тиіс, пышақтың астыңғы жағын сең жүрудің ең төменгі деңгейінен кем дегенде 0,75 м төменірек орналастыру қажет.

11 НЕГІЗДЕР ЖӘНЕ ІРГЕТАСТАР

11.1 Жалпы талаптар

11.1.1 Көпірлердің және құбырлардың негіздерін және іргетастарын осы тараудың талаптарын ескеріп, ҚР ЕЖ 5.01-102, ҚР ЕЖ 5.01-103, ҚНЖЕ II-7 және ҚНЖЕ РК 2.03-30 талаптарына сәйкес жобалау қажет.

11.1.2 Негіздер грунттарының топтастырылуын МСТ 25100 сәйкес орындау қажет.

11.1.3 Таяз орналасудың іргетастары немесе ысырмалы құдықтарының іргетастары етегі астындағы негіздердің есептік қарсыласуларын анықтау үшін қажетті грунттардың физикалық ерекшеліктері сипаттамаларының мәндерін (Ю қосымшасы) ҚР ЕЖ 5.01-102 сәйкес анықтау қажет.

11.1.4 Іргетастар үшін қолданылатын материалдардың физикалық-механикалық сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері 7, 8 және 10 тарауларының талаптарына сай келулері тиіс.

11.2 Есептеулер

11.2.1 Таяз орналасатын жерге бітеуді ескерусіз есептелетін іргетастар астындағы таулы емес грунттар үшін табандардың салыстырмалы эксцентриситетпен сипатталатын тең әсерлі есептік жүктемелердің күйі (іргетас табаны ауданының ауырлығының ортасына қатысты) 107-кестеде көрсетілген мәндермен шектелуі тиіс.

107 кесте – Ең үлкен салыстырмалы эксцентриситеттердің мәндері

Көпірдің орналасуы	Ең үлкен салыстырмалы эксцентриситет e_0^*/r үшін			
	аралықтағы тіректің әсер ету кезінде		тіреудің әсер ету кезінде	
	тек тұрақты жүктемелердің	ең қолайсыз тіркесімде тұрақты және уақытша жүктемелердің	тек тұрақты жүктемелердің	ең қолайсыз тіркесімде тұрақты және уақытша жүктемелердің
Жалпы желінің және өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарында, метрополитеннің оңашаланған жолдарында	0,1	1,0	0,5	0,6
Автомобиль жолдарында	0,1	1,0	0,8	

Көпірдің орналасуы	Ең үлкен салыстырмалы эксцентриситет e_0^*/r үшін			
	аралықтағы тіректің әсер ету кезінде		тіреудің әсер ету кезінде	
	тек тұрақты жүктемелердің	ең қолайсыз тіркесімде тұрақты және уақытша жүктемелердің	тек тұрақты жүктемелердің	ең қолайсыз тіркесімде тұрақты және уақытша жүктемелердің
(өнеркәсіптік кәсіпорындардың және ішкі шаруашылық жолдарын қоса алғанда), қалалардың, поселкелердің және ауылдық елді мекендердің көшелерінде және жолдарында: - үлкен және орташа - кіші				1,0 1,2
<p>* Іргетастың эксцентриситетін e_0 және қима ядросының радиусын r (оның табанында) келесі формула бойынша анықтайды</p> $e_0 = M/N, \quad r = W/A,$ <p>мұндағы M — іргетас табанының басты орталық осіне қатысты әсер ететін күш мезеті; N — тең әсерлі тік күштердің; W — анағұрлым аз жүктелген қабырғаның іргетас табанының қарсыласу мезеті; A — іргетас табанының ауданы.</p>				

Келу үймесінің биіктігі 12 м астам тіреулер іргетастарының табанының деңгейінде тең әсерлі жүктемелерді күйін тексеруді үйменің жанасатын бөлігінің салмағынан түсетін тік қысымын ескере отырып, орындау қажет. Бұл жағдайда салыстырмалы эксцентриситеті 107-кестеде көрсетілген мәндерінің 20 % аспайтын мөлшерді құрауы тиіс.

Егер салыстырмалы эксцентриситет бірден көп болса, табандағы іргетас табанының максималды қысымын табанның қысылатын бөлігінің шектерінде құрастырылған эпюраның үшбұрышты пішінін негізге ала отырып, анықтау қажет.

11.2.2 Таяз орналасқан іргетастар немесе түсіру құдықтарынан іргетастарының табаны астындағы табанның салмақ түсетін қабілеттілігі тіректерді көпірге бойлай және көлденең әсер ететін уақыт жүктемелеріне бөлек есептеу кезінде келесі шарттармен анықталады

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}. \quad (279)$$

мұндағы p, p_{\max} — сәйкесінше орташа және іргетас табанының табанға түсіретін максималды қысымы, кПа;

R — Ю Қосымшасына сәйкес анықталатын таулы емес немесе таулы грунттардан осьтік қысуға табанның есептік қарсыласуы, кПа;

γ_n — құрылыстың мақсаты бойынша 1,4 тең қылып қабылданатын сенімділік коэффициенті;

γ_c — келесіге тең қылып қабылданатын жұмыс шарттарының коэффициенті:

- 1,0 — №7–9 уақытша жүктемелердің әсер етуі жағдайларында таулы емес табандардың салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау барысында;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

- 1,2 — таулы табандардың барлық жағдайларда және (№7–9 уақытша жүктемелерінен басқа) бір немесе бірнеше №10–15 және №17 уақытша жүктемелердің әсер етуі жағдайларында таулы емес табандардың салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау барысында.

11.2.3 Таяз орналасқан іргетастар және түсіру құдықтарынан іргетастар табандарының салмақ түсетін қабілеттілігі бойынша есептерде жерде олардың табаны астында туындайтын № 10 – № 14 жүктемелерден кернеулерді (6.1.2 бойынша үйлесімнің сәйкесінше коэффициенттерін ескере отырып 6.1.1 бойынша) көпір осіне бойлай және көлденең бөлек түрде анықтау қажет, ал олардың ішінен ең қолайсыз түрін — тұрақты және уақытша тік жүктемелер кернеулерімен қосу қажет. Тіреулі іргетастарда көпірдің осіне қатысты бойлай және көлденең әсер етуші, тіреуіштерде жоғарыда көрсетілген жүктемелердің салдарынан туындайтын күштерді өзара қосу қажет.

11.2.4 Тіреулі іргетастар және түсіру құдықтарынан іргетастар (табандардың салмақ түсетін қабілеттілігі есептерін қоспағанда) конструкцияларының (грунт және материал бойынша) есептерінде грунттың есептік беті ретінде келесілерді қабылдау қажет: тіреулердің іргетастары үшін — грунттың табиғи бетін; екі арадағы тіректер іргетастары үшін — кесу (жоспарлау) деңгейіндегі тіректердегі немесе жергілікті су жырып кеткен грунттың беті, осы ережелер жинағының ҚР ҚН 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) және 5.4.1-5.4.3 сәйкес анықталатын, есептік және ең үлкен шығыстарда (сәйкесінше есептік (шеткі) және эксплуатациялық жүктемелерінің әсер етуіне қатысты есептер).

Іргетастары тіреулі тіреулер және жағалық екі арадағы тіректер үшін, ростверкалары грунттің үстінде орналасқан, ал тіреуіштері үйменің төгілген немесе жуылған бөлігін тесіп батырылған, грунттың есептік бетін тіреуіштердің үйменің осы бөлігінде бітеулерін ескере отырып, қабылдауға рұқсат етіледі.

11.2.5 Грунттардағы жалғыз тіреуіштің салмақ түсетін қабілеттілігін осьдің қысушы немесе суырып алушы күшін ескере отырып ҚР ЕЖ 5.01-103 сәйкес анықтау қажет.

11.2.6 Табанның тіреуіштің астыңғы жағы деңгейіндегі салмақ түсетін қабілеттілігін Я Қосымшасына сәйкес шартты іргетас үшін тексеру қажет.

Аталған тексеру келесілер үшін қажет емес:

- бір қатарлы іргетастар кез-келген грунт шарттарында;
- тіреуіштері тіреулер ретінде жұмыс жасайтын көп қатарды тіреуіш іргетастар (олардың таулы грунттарға тақалуы кезінде, құмды толтырғышпен ірі кесекті грунттар және қатты консистенцияның сазды грунттар).

11.2.7 Егер іргетас табанының немесе тіреуіштердің астыңғы ұштарының қысымын қабылдайтын грунттың салмақ түсетін қабаты астында беріктігі анағұрлым нашар грунттың қабаты жатса, осы қабаттың салмақ түсетін қабілеттілігін 1 қосымшаға сәйкес тексеру қажет.

11.2.8 Іргетастардың терең жылжуға (грунтпен бірге сырғудың ең қолайсыз бетімен жылжу) қарсы төзімділігі бойынша есептеуді қия беткейлерде орналасқан аралық тіректер үшін және үймелердің жанындағы биіктігі 12 м астам тіреулер үшін орындау қажет барлық жағдайларда, биіктігі 6 бастап 12 м дейінгі үймелерде — жағдайында сазды грунт қабатының іргетасы табанында немесе астына сазды грунт төселетін сумен қаныққан құм қабатшасында.

11.2.9 Таяз орналасқан іргетастарының отыруын және қисаюын ҚР ЕЖ 5.01-102 сәйкес есептеу қажет.

Биіктігі 12 м асатын үйме тіреулерінің отыруын есептеуде 2 Қосымшаға сәйкес анықталатын табанға келу үймесінің жанасатын бөлігінің салмағынан түсетін қосымша тік қысымды ескеру қажет.

11.2.10 Тіреуіштен жасалатын немесе түсірме құдықтың іргетас отыруын, өлшемдері Я қосымшасына сәйкес қабылданатын осындай іргетасты тік бұрышты параллелепипед пішінінде шартты ретінде қарастырып, 11.2.9 талаптарына сәйкес анықтау қажет.

Тіреуіштен жасалатын іргетас отыруын бойынша оның дәл сол грунттардағы статикалық сынақтарының деректері келесі шарттардың біреуін сақтай отырып, жалғыз тіреуіш отыруына тең қылып, қабылдауға болады:

- тіреуіштер тіреулер ретінде қызмет етеді;
- тіреуіштердің бойлық қатарларының саны үштен көп емес.

11.2.11 Іргетастардың отыруын 11.2.9 және 11.2.10 бойынша анықтау кезінде грунттың есептік беті ретінде оның табиғи бетін қабылдап алуға болады (кесілуін немесе су жырып кету мүкіншілігін ескермей).

Іргетастардың отырулары анықтамауға болады:

- іргетастардың таулы, құмды толтырғышпен ірі кесекті грунттарға және қатты саздарға тірелуі кезінде —барлық көпірлер үшін;
- іргетастардың басқа грунттарға тірелуі кезінде —сырттай статикалық анықталатын жүйелерінің 55 м дейінгі темір және 105 м дейінгі —автомобиль жолдарындағы аралықты көпірлері үшін.

11.2.12 Тіреуіш кесігінің қысымынан түсетін ростверка бетонындағы жүктеме талаптарын орындау қажет, әдетте, беріктік бойынша есептерінде осьтік қысу үшін нормалары бойынша ростверка бетонының есептік қарсыласуынан аспайды.

Егер жүктеме ростверка бетонының есептік қарсыласуынан асса, классы анағұрлым жоғары бетон қолдану қажет немесе әрбір тіреуіштің үстінен диаметрі 12 мм өзектерінен арматуралық торлардың төсеуін алдын ала қарастыру қажет (бір тордың, егер жүктеме ростверка бетонының есептік қарсыласуынан 20 % дейін асса, немесе екі тордың, егер жүктеме бетонның есептік қарсыласуынан 20 – 30 % асса).

11.3 Іргетастарды құрастыру

11.3.1 Көпірлердің және құбырлардың іргетастарын грунтқа 11.2 тармақшасына сәйкес табандардың және іргетастардың салмақ түсетін қабілеттілігі есептерімен анықталатын және таяз орналасқан іргетастар үшін ҚР ЕЖ 5.01-102, тіреуіштер және ростверкалар үшін ҚР ЕЖ 5.01-103 орнатылған мәндерінен кем емес қабылданатын тереңдігінде бітеу қажет. Жоспардағы тіреуіштер арасындағы минималды қашықтықты ҚР ЕЖ 5.01-103 сәйкес белгілеу қажет.

Көпірлердің іргетастары су ағыстары шектерінде грунтқа жергілікті жырынды деңгейінен төмен, судың есептік және ең үлкен шығыстары барысында осы ережелер жинағының ҚР ҚН 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) және 5.4.1–5.4.3 сәйкес анықталатын, сәйкесінше есептік (шекті) және эксплуатациялық жүктемелердің әсеріне қатысты есебі бойынша талап етілетін тереңдігінде бітелуі тиіс.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

11.3.2 Тіреуіш іргетастарының ростверка жоспарындағы өлшемдерді тіреуіштер осьдері арасындағы қашықтықты негізге ала отырып, ҚР ЕЖ 5.01-103 бойынша орнатылған тіреуішті грунтқа тереңдету дәлдігіне қатысты ҚР ЕЖ 5.01-101 рұқсаттарын ескере отырып, сондай-ақ тіреуіштер және ростверка тік қырлары арасындағы жарықтықтағы 25 см кем емес қашықтықты қамтамасыз ету қажеттілігінен, диаметрі 2 м астам — 10 см кем емес тіреуіш-қабықшалар үшін қабылдау қажет.

Су асты тәсілмен жатқызылған бетонның тампонаж қабатын ростверка жұмыс (салмақ түсетін) бөлігі реітнде қолдануға тыйым салынады.

11.3.3 Тіреуіштер ростверкке есеппен анықталатын және призмалық тіреуіштер периметрінің жартысынан кем емес болып қабылданатын ұзындығына бітелуі тиіс (су асты тәсілмен жатқызылған бетонның қабатынан жоғары), және 1,2 м — диаметрі 0,6 м және одан да көп тіреуіштері үшін.

Тіреуіштерді ростверкте ұзындығы есеппен анықталатын бойлық арматураның өзектерінің шығарылымдары көмегімен бітеуге рұқсат етіледі, бірақ өзектердің 30 диаметрінен кем емес болып — жүйелі кескіннің арматурасында және өзектердің 40 диаметрінен — тегіс арматурада. Сонымен бірге тіреуіштерді ростверкке 10 см кем емес болып кіргізу қажет.

11.3.4 Темірбетон ростверкті 7 тараудың талаптарына сәйкес есеп бойынша күшейту қажет.

Бетон ростверкті оның астыңғы бөлігінде конструктивті түрде (тіреуіштер арасындағы аралықтарында) күшейту қажет. Көпір осіне бойлай және көлденең арматура өзектерінің көлденең қимасының ауданын ростверк енінің немесе ұзындығының 1 м қатысты алғанда 10 см^2 кем емес қылып қабылдау қажет.

11.3.5 Таулы жерде бұрғыланған ұңғымалардағы тіреуіштерді немесе тіреуіш-дінгектерді үшін қолданылатын бітеу ерітіндінің беріктігі 9,8 МПа төмен емес болып, қалған жерлерде — 4,9 МПа төмен емес болып қабылданады.

11.3.6 Іргетас кертпештерін құру қажеттілігі бар болған кезде олардың өлшемдері есеппен негізделуі тиіс, ал бетон іргетасының кертпештерінің ішкі қабырғаларын қосатын беттердің тік сызығынан ауытқу 30° аспауы тиіс.

Түсірме құдықтың шеткі қырларының тік сызығына қатысты еңіс (немесе құдық кертпештерінің жалпы енінің бітеу тереңдігіне қатысы), әдетте, 1:20 аспауы тиіс. Көрсетілгеннен жоғары еңіс көрсеткіштері құдықтардың белгіленген дәлдікпен батуын қамтамасыз ететін шараларды қабылдау шартында рұқсат етіледі.

А қосымшасы
(ақпараттық)

Белгілеулер

А.1 5 Тарауда қабылданған белгілеулер

- M_u — төңкеру күштерінің мезеті;
- M_z — ұстап тұрушы күштердің мезеті;
- Q_r — жылжытушы күш;
- Q_z — ұстап тұрушы күш;
- l — есептік аралық;
- h — биіктік;
- $1 + \mu$ — динамикалық коэффициент;
- m — жұмыс шарттарының коэффициенті;
- γ_f — жүктеу бойынша сенімділік коэффициенті;
- γ_n — мақсаттылығы бойынша сенімділік коэффициенті.

А.2 6 Тарауда қабылданған белгілеулер

- A — ауданы;
- P — шоғырландырылған тік жүктеме;
- F_h — шоғырландырылған көлденең көлденең күш;
- M — күш мезеті;
- G — жылжыту модулі;
- S_f — үйкеліс салдарынан қарсыласу күші;
- S_h — резеңке тірек бөліктерінің реактивті қарсыласуы;
- T — кезең;
- p — жаяу жүргіншілерден түсетін уақытша тік жүктеменің қарқындылығы;
- p_v — үйме салмағынан түсетін тік қысым;
- v — тік әсерден түсетін балама жүктеменің қарқындылығы уақытша жылжымалы жүктеменің;
- v_h — көлденең үлестірілген жүктеменің қарқындылығы;
- ψ — құбыр буындарына қысымды анықтау барысындағы сызықтық жүктеме;
- u — көлденең үлестірілген жүктеменің қарқындылығын анықтайтын мөлшер;
- q_0 — желдің жылдам қысымының қарқындылығы;
- γ_n — грунттың нормативтік үлесті салмағы;
- v_{vb} — тасымалданатын таужыныстың үлесті салмағы;
- v_t — ең үлкен орнатылған жылдамдық;
- λ — әсер ету сызығын жүктеу ұзындығы;
- α — әсер ету сызығының басынан бастап соңына дейінгі ең кіші қашықтығының кескіні;
- a — тірек бөліктеріндегі резеңке қабаттарының жиынтық қалыңдығы;

- h, h_x — құбырларды төгудің биіктігі;
 d — диаметр;
 r — радиус;
 δ — тірек бөліктеріндегі қозғату;
 f — арканың жебесі;
 c — дөңгелектердің жүру бөлігінің жылжымалы жүктемесімен түйісу ұзындығы;
 φ_n — грунттың ішкі үйкелісінің нормативтік бұрышы;
 ε_n — бетон отыруының шекті салыстырмалы деформациялануы;
 c_n — бетон жылжығыштығын үлесті деформациялануы;
 t — температура;
 $t_{n,T}$ — максималды оң температура;
 $t_{n,x}$ — минималды теріс температура;
 t_3 — тұйықталу температурасы;
 Δ_1 — температураның ауытқуы;
 z — орнатылатын блоктардың саны;
 α — сызықтық кеңейтудің коэффициенті;
 η — жүктемелер тіркесуінің коэффициенті;
 γ_f — жүктеу бойынша сенімділік коэффициенті;
 C_v — құбыр буындары үшін тік қысымының коэффициенті;
 $1 + \mu$,
 $1 + \frac{2}{3}\mu$ — динамикалық коэффициенттер;
 τ_n — нормативтік бүйірлік қысымның коэффициенті;
 c_w — конструкцияның желдің әсеріне тура қарсыласудың аэродинамикалық коэффициенті;
 k_n — биіктігіне байланысты желдің жылдамдық қысымының өзгеруін ескеруші коэффициент;
 ε — айрықша ауыр темір жол жылжымалы құрам айналысының жоқ болуын ескеруші коэффициент;
 S_1 — басқа жолдардан (жүру жолақтарынан) түсетін уақытша жүктеменің әсерін ескеруші коэффициент;
 S_2 — біріктірілген көпірлердің мақсаттылығы түрлі өтпелерін бір уақытта жүктеуін ескеруші коэффициент;
 μ_n — үйкеліс коэффициентінің нормативтік мәні;
 μ_{\max} ,
 μ_{\min} — үйкеліс коэффициентінің максималды және минималды мәндері.

А.3 7 Тарауда қабылданған белгілеулер

А.3.1 Материалдардың сипаттамалары

А.3.1.1 Бетонның нормативтік қарсыласуы

- R_{bn} — осьтік қысуға;
 R_{btm} — осьтік созылуға.

А.3.1.2 Бетонның есептік қарсыласуы

Бірінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу кезінде:

R_b — осьтік қысуға;

R_{bt} — осьтік созылуға;

$R_{b, cut}$ — тікелей кесікке.

Екінші топтың шекті күйлері бойынша есептеу кезінде:

$R_{b, ser}$ — осьтік қысуға;

$R_{bt, ser}$ — осьтік созылуға - жарықтардың құрылуы бойынша алдын ала керілген элементтердің есебінде;

$R_{b, mc1}$ — осьтік қысуға -, алдын ала керу кезінде бойлық ықшам сызаттарының құрылуына, тасымалдауына қарсы төзімділігі есебінде және орнату кезінде;

$R_{b, mc2}$ — осьтік қысуға - серіппелі материалдардың қарсыласу формулалары бойынша эксплуатациялық жүктемеге есебінде (күш факторларының және сыртқы ортаның қолайсыз әсерлерінің бірлескен әсеріне қатысты есеп);

$R_{b, sh}$ — ию кезіндегі уату.

А.3.1.3 Арматураның созылуға нормативтік қарсыласуы

R_{sn} — күш түсірілмейтін;

R_{pn} — керілетін.

А.3.1.4 Арматураның созылуға, қысуға қатысты есептік қарсыласуы

R_s — күш түсірілмейтін - созылуға;

R_p — керілетін - созылуға;

R_{sc} — күш түсірілмейтін - қысуға;

R_{pc} — керілетін, қысылған аймақта орналасқан.

А.3.1.5 Серпімділік модульдерінің қатынасы

n_1 — беріктік бойынша есеп кезінде қолданылатын серпімділік модульдерінің қатынасы, ал керілетін арматура төзімділікке қатысты есеп кезінде;

n' — дәл сондай, күш түсірілмейтін арматурамен элементтерге қатысты төзімділікке есеп кезінде қабылданатын.

А.3.1.6 Геометриялық сипаттамалары

A'_b —бетонның қысылған аймағының қима ауданы;

A_b — бүкіл бетонның қима ауданы;

A_{red} — элементтің келтірілген қимасының ауданы;

I_{red} — келтірілген оның ауырлық ортасына қатысты элемент қимасы инерциясының мезеті;

W_{red} — шеткі созылған талшық үшін элементтің келтірілген қимасының қарсыласу мезеті;

A_s, A'_s — күш түсірілмейтін созылған және қысылған бойлық арматура қимасының ауданы;

A_p, A'_p — дәл сондай, керілген арматураның;

μ — белдіктердің қысылған және созылған асылмаларын ескермей созылған бойлық арматураның қимасы ауданының көлденең қима ауданына

- қатынасы ретінде анықталатын күшейту коэффициенті;
- b — тік бұрышты қиманың ені, таңбалы, екі таңбалы қабырғаның (қабырғаның) және қорап қималарының ені;
- b'_f — қысылған аймақтағы таңбалы, екі таңбалы және қорап қималары белдігінің ені;
- h — қиманың биіктігі;
- h'_f — қысылған таңбалы, екі таңбалы және қорап қималары белдігінің келтірілген (вуттарды қоса алғанда) биіктігі;
- h_0 — қиманың жұмыс биіктігі;
- x — бетонның қысылған аймағының биіктігі;
- a_s, a_p — созылған сәйкесінше күш түсірілмейтін ауырлық түсу орталығынан және керілген бойлық арматураның қиманың ең жақын қырына дейінгі қашықтық;
- a'_s, a'_p — дәл сондай, қысылған арматура үшін;
- e_c — бойлық күштің N келтірілген қиманың ауырлық ортасына қатысты эксцентриситеті;
- η — 7.4.1.6 сәйкес қабылданатын орталықтан тыс қысу кезіндегі көлденең иілудің әсерін ескеретін коэффициенті (e_c мәніне енгізіледі);
- e_0 — бойлық күштен N орталықтан тыс қысылған қиманың созылған арматурасының ауырлық ортасына дейінгі есептік қашықтық (e_c мәніне енгізілетін η коэффициентін ескере отырып);
- e, e' — бойлық күшті N салудың осінен орталықтан тыс созылған қиманың сәйкесінше созылған және қысылған арматураның ауырлық ортасына дейінгі қашықтығы;
- i — көлденең қима инерциясының радиусы;
- r — ядролық қашықтық;
- d — дөңгелек элементтің диаметрі, арматуралық өзектердің номиналды диаметрі.

А.3.1.7 Бетондағы кернеулер

- σ_{bt} — уақытша жүктемеден алдын ала керілген элементтің созылған аймағының бетондағы созушы (жоғалтуларды ескере отырып) кернеуі;
- σ_{mt}, σ_{mc} — басты созушы және басты қысушы кернеулер;
- σ_{bx}, σ_{by} — сәйкесінше бойлық осіне бойлай және оған қатысты қалыпты бағытта бетондағы қалыпты кернеулер;
- σ_c — бетондағы қалыпты қысушы кернеулер;
- τ_b — бетондағы жанама кернеулер.

А.3.1.8 Арматурадағы кернеулер

- σ_s — жүктемедегі күш түсірілмейтін созылған арматурадағы кернеу;
- σ_p — созылған аймақтың керілетін арматурасындағы жүктемедегі жалпы кернеуі;
- σ_{pc} — қысылған аймақта орналасқан күшейтілетін арматурадағы есепке алынатын қалдықты кернеу, $\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$;

σ_{pc1} — қысылған аймақта орналасқан күшейтілетін арматурадағы есептік кернеу (барлық жоғалтуларды шегеріп).

А.4 8 Тарауда қабылданған белгілеулер

- A — жиынтық қиманың ауданы;
- A_{bn} — таза бұрандама қимасының ауданы;
- A_n — таза қиманың ауданы;
- A_f — сөре (белдік) қимасының ауданы;
- A_w — қабырға қимасының ауданы;
- A_{wf} — бұрыштық тігісті металл бойынша қимасының ауданы;
- A_{wz} — ерітіп қорыту шекарасының металл бойынша қимасының ауданы;
- E — серпімділік модулі;
- F — күш;
- G — жылжыту модулі;
- I_s — көлденең қабырғаның қима инерциясының мезеті;
- I_{sl} — бойлық қабырғаның қима инерциясының мезеті;
- I_t — арқалықты ширату инерциясының мезеті;
- I_x, I_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне қатысты жиынтық қима инерциясының мезеттері; бұл жерде және осыдан кейін $x - x$ осьтері — көлденең, $y - y$ осьтері — тік;
- I_{xn}, I_{yn} — дәл сондай, таза қиманың;
- M — мезет, иілу мезеті;
- M_{cr} — арқалықты бекітуге және жүктеуге белгіленген шарттары үшін жұқа қабырғалы серіппелі өзектер теориясы бойынша анықталатын арқалықтың қысылған белдігінің есептік ұзындығы шегіндегі сынды иілу мезеті;
- M_x, M_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне қатысты мезеттер;
- N — бойлық күш;
- N_{cr} — элементтерді бекітудің және жүктеудің белгіленген шарттары үшін жұқа қабырғалы серіппелі өзектердің теориясы бойынша анықталатын сынды қалыпты күш;
- Q — көлденең күш, жылжыту күші;
- Q_{fic} — қосқыш элементтердің шартты көлденең күш;
- Q_s — бір жазықтықта орналасқан жұқа тақтайлар жүйесіне түсетін шартты көлденең күш;
- R_{ba} — іргетасты (анкерлік) бұрандамалардың созылуына есептік қарсыласуы;
- R_{bh} — беріктігі жоғары бұрандамалардың созылуына есептік қарсыласуы;
- R_{bp} — бұрандама қосылыстардың майыстыруына есептік қарсыласуы;
- R_{bs} — бұрандамалардың кесіндіге есептік қарсыласуы;
- R_{bt} — бұрандамалардың созылуға есептік қарсыласуы;
- R_{bun} — бұрандамаларға қатысты мемлекеттік стандарттар және техникалық шарттарына сәйкес уақытша қарсыласуға σ_b тең болып қабылданатын бұрандамалардың болатқа нормативтік қарсыласуы;

- R_{cd} — катодтардың диаметрлік қысуына есептік қарсыласуы (жылжымалылығы шектеулі конструкцияларында еркін тию кезінде);
- R_{dh} — беріктігі жоғары сымның немесе арқанның созылуға есептік қарсыласуы;
- R_{lp} — тығыз жанасқан кезде цилиндрлік топсалардағы (шетмойындардағы) жергілікті майыстыруға есептік қарсыласу;
- R_p — шөркелі бетті майыстыруға болаттың есептік қарсыласуы (шақтау бар болған жағдайда);
- R_s — болаттың жылжытуға есептік қарсыласуы;
- R_{th} — болаттың илемделген темір бұйымның қалыңдығы бағытындағы созылуға есептік қарсыласуы;
- R_u — болаттың уақытша қарсыласу бойынша созылуға, қысуға, иілуге есептік қарсыласуы;
- R_{un} — болатқа мемлекеттік стандарттарға және техникалық шарттарға сәйкес минималды мәніне σ_b тең қылып қабылданатын болаттың жарылуға уақытша қарсыласуы;
- R_{wf} — тігістің металлы бойымен тігістер бұрыштарының кесікке (шартты) есептік қарсыласуы;
- R_{wu} — түйіспе пісірілген қосылыстардың уақытша қарсыласу бойынша қысуға, созылуға, иілуге есептік қарсыласуы;
- R_{wun} — тігіс металлының уақытша қарсыласу бойынша нормативтік қарсыласуы;
- R_{ws} — түйіспе пісірілген қосылыстардың жылжытуға есептік қарсыласуы;
- R_{wy} — түйіспе пісірілген қосылыстардың аққыштық шегі бойынша қысуға, созылуға және иілуге есептік қарсыласуы;
- R_{wz} — бұрыштық тігістердің кесікке (шартты) пісіру шекарасының металлы бойынша есептік қарсыласуы;
- R_y — болаттың аққыштық шегі бойынша созылуға, қысуға, иілуге есептік қарсыласуы;
- R_{yn} — болатқа қатысты мемлекеттік стандарттар және техникалық шарттар бойынша аққыштық шегінің σ_T мәніне тең қылып қабылданатын болаттың аққыштық шегі;
- S — жиынтық қима жылжытылатын бөлігінің бейтарап осіне қатысты статикалық мезеті;
- W_x, W_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне қатысты жиынтық қима қарсыласуының минималды мезеттері;
- W_{xn}, W_{yn} — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне қатысты таза қима қарсыласуының минималды мезеттері
- b — ені;
- b_{ef} — есептік ені;
- b_f — сөренің (белдіктің) ені;
- b_h — қабырғаның шығып тұратын бөлігінің, аспаның ені;
- e — күш эксцентриситеті;
- e_{rel} — салыстырмалы эксцентриситет ($e_{rel} = eA/W_c$);

- e_{ef} — келтірілген салыстырмалы эксцентриситет ($e_{ef} = e_{rel}\eta$);
 h — биіктік;
 h_w — қабырғаның есептік биіктігі (белдіктер осьтері арасындағы қашықтық);
 i — қима инерциясының радиусы;
 i_{min} — қима инерциясының ең кіші радиусы;
 i_x, i_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне қатысты қима инерциясының радиусы;
 k_f — бұрыштық тігістің катеті;
 l — ұзындығы, аралық;
 l_c — кергіштің ұзындығы;
 l_d — қиғаштап қойылған тіректің ұзындығы;
 l_{ef} — есептік ұзындығы, шартты ұзындығы;
 l_m — панельдің ұзындығы (торлы конструкцияның тораптары арасындағы қашықтық);
 l_s — жұқа тақтай ұзындығы;
 l_w — дәнекерлеу тігісінің ұзындығы;
 l_x, l_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне перпендикулярлы элементтің жазықтықтардағы есептік ұзындығы;
 m — жұмыс шарттарының коэффициенті;
 m_b — қосылыс жұмыс шарттарының коэффициенті;
 r — радиусы;
 t — қалыңдығы;
 t_f — сөренің (белдіктің) қалыңдығы;
 t_w — қабырғаның қалыңдығы;
 β_f, β_z — сәйкесінше тігіс металлы бойынша және пісіру шекарасының металлы бойынша бұрыштық тігісті есептеуге арналған коэффициенттер;
 γ_n — мақсаттылығы бойынша сенімділік коэффициенті;
 γ_m — материал бойынша сенімділік коэффициенті;
 γ_u — уақытша қарсыласу бойынша есептеріндегі сенімділік коэффициенті;
 η — қима пішінінің әсер ету коэффициенті;
 λ — икемділігі ($\lambda = l_{ef}/i$);
 λ_x, λ_y — элементтің сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтеріне перпендикулярлы жазықтықтардағы есептік икемділігі;
 ν — болаттың көлденең деформациялануының коэффициенті (Пуассон коэффициенті);
 σ_x, σ_y — сәйкесінше $x - x$ және $y - y$ осьтерге параллельді қалыпты кернеулер;
 τ_{xy} — жанасатын кернеу;
 φ — бойлық иілудің коэффициенті.

А.5 9 Тарауда қабылданған белгілеулер

- n_i — қиманың i -ші материалын үйлестіру коэффициенті;
 E_i, E_{ij} — қиманың i -ші материалының серпімділік модулі, арматураның j -шы түрін көрсете отырып;

- I_i, I_{ij} — қима немесе оның бөліктерінің инерциясының мезеті, j -шы есепке қатыстылығын көрсете отырып;
- W_{ij} — қиманың j -ші бөлігінің i -ші фибрасының қарсыласу мезеті;
- A_i, A_{ij} — қиманың немесе оның элементтерінің ауданы;
- z_{ij} — қиманың i -ші элементінің j -шы ауырлық ортасына дейінгі қашықтық;
- b, b_i — элементтің немесе оның i -ші бөлігінің ені;
- t_i, t_{ij} — қиманың i -ші элементінің қалыңдығы, j орналасқан жерін көрсете отырып;
- $t_{n,\max}, t_{\max}$ — температуралардың сәйкесінше эксплуатациялық және есептік максималды айырмашылығы;
- M, M_i, M_{ij} — j -шы есептік жағдайы үшін жұмыстың i -ші кезеңінің иілу мезеті;
- N, N_i, N_{ij} — сыртқы әсерден немесе қиманың i -ші бөлігін алмастырудан қалыпты күш, алмастырылатын бөлікті құрайтын материалдардың j -шы керліген күйін көрсете отырып;
- S_i, S_{ij} — күштің немесе әсердің i -ші түрінен туындайтын жылжыту күші, j орналасқан жерін көрсете отырып (кейбір жағдайларда есептің j -шы түрін көрсете отырып);
- S_{ij} — j -ші күштің аралық құрылысынан i -ші учаскесіндегі жылжытушы күштердің қарқындылығы;
- R_i — қиманың i -ші материалының есептік қарсыласуы;
- R_{bt} — бетонның осьтік созылуға есептік қарсыласуы;
- $R_{bt,ser}$ — жарықтардың құрылуы бойынша алдын ала керілген элементтердің есебі кезінде бетонның осьтік созылуға есептік қарсыласуы;
- $\sigma_i, \sigma_{il}, \sigma_{ij}$ — i қимасы немесе тексерілетін j фибрасының орналасқан жері бойынша өздігінен теңдестірілген кернеулерін көрсете отырып, қиманың i -ші материалындағы кернеу;
- $\varepsilon_i, \varepsilon_{ij}$ — қиманың i -ші материалының деформациялануы немесе i -ші әсерінен қима бойынша j -шы күйді көрсете отырып;
- ρ — кезең сипаттамасы;
- α_i, η — әрекет етуші күштерге қатысты түзетуші коэффициенттер;
- k — бетонның деформациялануының мәніне қатысты түзетуші коэффициент;
- ψ_{cr} — жарықтардың бар болуы шартында бетонның жұмысын ескеретін коэффициент;
- m, m_i — i -ші материалының немесе қима элементінің жұмыс шарттарының коэффициенті;
- P_i — қиманың өзіндік нүктелері.

А.6 10 тарауда қабылданған белгілеулер

- N_d — осьтік күштің есептік мәні;
- M_d — иілу мезетінің есептік мәні;
- Q_d — көлденең күштің есептік мәні;
- N_{dd} — желімделген істіктің суырып шығаруға немесе басып итеруге салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні.

А.6.1 Ағаштың есептік қарсыласу

- R_{db} — иілу кезінде;
 R_{dt} — талшықтар бойымен созылуға;
 R_{ds} — талшықтар бойымен қысуға;
 R_{dc} — дәл сондай, желімделген конструкцияларда;
 R_{dqs} — талшықтар бойымен майыстыруға;
 R_{dq} — талшықтарды бүкіл бет бойымен қиып қысуға және майыстыруға;
 R_{dcq} — дәл сондай, желімделген конструкцияларда;
 R_{dqp} — талшықтарға көлденең жергілікті майыстыруға;
 R_{dqa} — дәл сондай, элемент ұзындығының бөлігіне;
 R_{dab} — иілу кезінде талшықтар бойымен уатуға;
 R_{dam} — талшықтар бойымен уатуға (тікелей);
 R_{dsm} — талшықтарға көлденең уатуға;
 R_{qa} — талшықтар бағытына қарай α бұрышымен майыстыруға және уатуға;
 R_{daf} — иілу кезінде талшықтар бойымен желім тігістері бойынша уатуға;
 R_{daf} — желім істікті қосылыстардағы талшықтар бойымен желімделген тігіс бойынша уатуға;
 R_{dafa} — желім істікті қосылыстардағы істіктерді талшықтар бағытына қарай α бұрышымен желімдеу кезінде желімделген тігіс бойынша уатуға.

А.6.2 Есептік аудан

- A_{br} — көлденең қимасының жиынтық салмағы;
 A_{nt} — көлденең қимасының таза салмағы;
 A_d — төзімділікке қатысты тексеру кезіндегі көлденең қима;
 A_a — уату;
 A_q — майыстыру.

А.6.3 Басқа сипаттамалар

- S_{br} — қима бөлігінің жиынтық салмағының бейтарап осіне қатысты статикалық мезеті;
 W_{nt} — әлсіздендірілген қиманың қарсыласу мезеті;
 I_x, I_y — қиманың таза салмағының сәйкесінше x - x және y - y осьтеріне қатысты инерция мезеттері;
 x, y — сәйкесінше x - x және y - y басты осьтерінен ең алшақ қима нүктелеріне дейінгі қашықтықтар;
 l — плитаның есептік аралығы; діңгектердің теориялық ұзындығы; торлау ұзындығы;
 l_a — құрамалы элементтердегі тарамдар байланыстары арасындағы қашықтық; құрамалы элементтердегі қалыптың ұзындығы;
 l_c — төзімділікті тексеру кезінде элементтің есептік ұзындығы;
 l_s — ағашты талшықтар бойымен майыстыру ауданының ұзындығы;
 l_d — қалыптар қосылыстарындағы уатудың есептік ұзындығы;
 l_l — бекіту бітеудің ұзындығы;
 a — жолға қатысты көлденең бағытындағы дөңгелектің өлшемі; жарықтықтағы қалыптар арасындағы қашықтық; косу тереңдігі;
 b — арқалықтың ені; құрамалы элемент қимасының толық ені;

- z — қалыпты уатушы күш иіні;
- d — диаметр;
- d_l — істік тесігінің диаметрі;
- δ — бөренелерді топтастыру кезіндегі саңылау; бір тақтайдың қалыңдығы;
- t — қосылатын элементтердің ең жұқасының қалыңдығы;
- t_1 — қосылатын элементтердің орташасының қалыңдығы;
- t_2 — қосылатын элементтердің шеткілерінің қалыңдығы;
- t — жол төсемінің қалыңдығы;
- λ — элементтің икемділігі;
- λ_a — құрамалы элемент тарамының икемділігі;
- λ_z — құрамалы элементтің келтірілген икемділігі;
- n — бастапқы қосылудағы кесіктер саны;
- n_q — бір тігістегі байланыстар кесіктерінің саны;
- n_f — элементтердің тарамдары арасындағы тігістер саны;
- m — жұмыс шарттарының коэффициенті;
- m_q — дәл сондай, талшықтарға көлденең майыстыруға;
- m_a — дәл сондай, талшықтар бойымен уатуға;
- φ — бойлық ию коэффициенті;
- μ_z — икемділігін үйлестіру коэффициенті;
- Δ — қосылыс икемділігінің коэффициенті;
- ξ — қосымша мезеттің төзімділігіне қалыпты күштен түсетін әсерді ескеретін коэффициент.

А.7 11 тарауда қабылданған белгілеулер

А.7.1 Грунттардың сипаттамасы

- e — кеуектіліктің коэффициенті;
- I_L — аққыштықтың көрсеткіші;
- I_p — созымдылықтың саны;
- γ — үлесті салмағы;
- φ — іштен үйкелісу бұрышы;
- R_c — таулы грунттар үлгілерінің бір осьті қысуға беріктік шегі;
- R_{nc} — ылғалдылығы табиғи сазды грунттар үлгілерінің бір осьті қысуға беріктік шегі.

А.7.2 Жүктемелер, қысымдар, қарсыласу

- F — күш, күштің есептік мәні;
- M — күш мезеті;
- N — іргетас табанына түсетін қалыпты күш;
- p, p_{\max} — іргетас табанының грунтқа түсірегін сәйкесінше орташа және максималды қысымы;
- R — грунттың есептік қарсыласуы;
- R_0 — грунттың шартты қарсыласуының кестелік мәні.

А.7.3 Геометриялық сипаттамалары

- b — іргетас табанының ені (кіші жағы немесе диаметрі);

- a — іргетас табанының ұзындығы;
- A — іргетас табанының ауданы;
- d — іргетасты орналастырудың тереңдігі;
- d_w — су тереңдігі;
- h — грунт қабатының қалыңдығы немесе үйме биіктігі;
- e_0 — тең әсерлі жүктемелердің іргетас табанының орталық осіне қатысты эксцентриситеті;
- r — іргетас табанындағы қима ядросының радиусы;
- W — іргетас табанының жүктемесі анағұрлым төмен қабырғасына қарсыласу мезеті;
- z — іргетас табанынан қашықтық.

А.7.4 Коэффициенттер

- γ_g — грунт бойынша сенімділігінің;
- γ_n — құрылыстың мақсаттылығы бойынша сенімділігінің;
- γ_c — жұмыс шарттарының.

Б қосымшасы
(міндетті)

Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарындағы, ішкі шаруашылық автомобиль жолдарындағы, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы, өнеркәсіптік кәсіпорындардың ішкі автомобиль жолдарындағы, сондай-ақ көшелердегі және жолдардағы қалалар, ауылдар және ауыл елді мекендеріндегі көпір құрылыстары конструкцияларының жақындау габариттері

Б.1 Осы қосымша көпірлер конструкцияларының жақындау габариттерін – шекті көлденең көріністерін (жазықтықтағы, жүру бөлігінің перпендикулярлық бойлық осінің) орнатады, оның ішіне құрылыстың немесе онда орналасқан құрылғылардың қандай да бір элементтері кірмеуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Габариттерді Г әріпімен және қоршаулар арасындағы қашықтыққа тең санымен (сызықшадан кейін) шартты түрде белгілейді.

Б.2 Трамвай қозғалысы жоқ болуы жағдайында автожол және қалалық көпірлердегі конструкциялардың жақындау габариттерінің схемалары Б.1 суретте келтірілген, сонымен бірге әрбір схеманың сол жағы жаяу жолдарының қоршауларға жанасу жағдайына қатысты, оң жағы – жаяу жолдарын бөлек орналастыру жағдайына қатысты.

Габариттер схемаларында қабылданған белгілеулер:

nb – Жүру бөлігінің жалпы ені немесе бір бағытты қозғалысқа арналған жүру бөлігінің ені;

n – қозғалыс жолдарының саны және әрбір қозғалыс жолының ені – b келесідей қабылданады:

- жалпы қолданыстағы жолдардағы көпірлер үшін – осы қосымшаның Б.1 кестесі бойынша, ҚР ЕЖ 3.03-101 бойынша;

- ішкі шаруашылық жолдарда – осы қосымшаның Б.1 кестесі бойынша;

- өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарында – ҚР ЕЖ 3.03-122 бойынша;

- қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдарда – ҚР ЕЖ 3.01-101 бойынша;

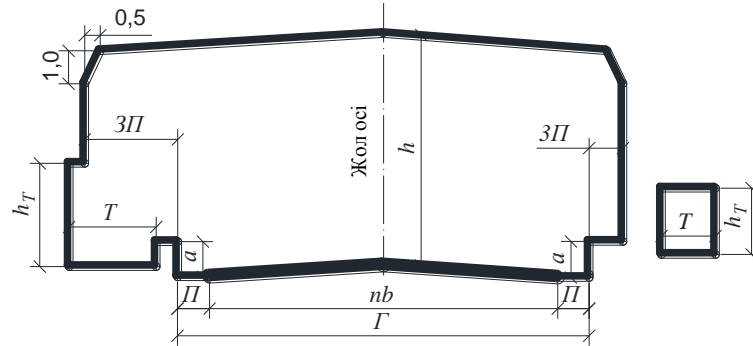
h – көпірлер үшін қабылданатын биіктік бойынша габарит (габарит көрінісінің өту бетінен жоғарғы сызығына дейінгі қашықтық), (жол санаттарының белгілеуі Б.1 кестеде келтірілген):

- жалпы қолданыстағы I-III санатты автомобиль жолдарында – 5,5 м кем емес болып, IV-V санатты – 5,0 м кем емес болып ҚР ҚТ 1379 бойынша;

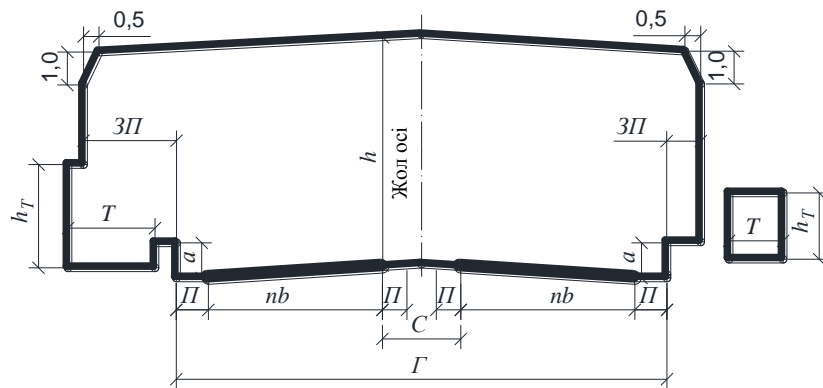
- ішкі шаруашылық автомобиль жолдарында, және қалалар, ауылдар және ауылдық елді мекендер көшелерінде және жолдарында – 5,0 м кем емес болып;

- жүк көтеру қабілеті аса жоғары III-п және IV-п санатты автомобильдері жүретін өнеркәсіптік кәсіпорындардың автомобиль жолдарында – көлік құралдарының жүруге белгіленген биіктігінен кем емес қылып, плюс 1 м, бірақ 5 м кем емес болып;

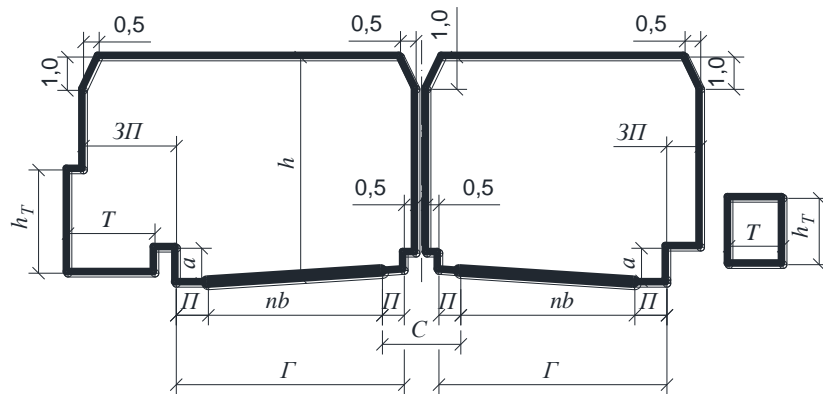
а)



б)



в)



а) ажыратқыш сызықтың жоқ болуы жағдайында; б) ажыратқыш сызық бар, бірақ қоршаулар жоқ болған кезде; в) қоршаулары бар ажыратқыш сызықтың бар болуы жағдайында

Б.1 сурет – Автожол және қалалық көпірлеріндегі конструкциялардың жақындау габариттерінің схемалары

$П$ – қауіпсіздік сызықтары (сақтандыру сызықтары);

$С$ – ажыратқыш сызықтар (әрбір бағыттағы көп жолды қозғалыста), қозғалыстың түрлі бағытының өту бөліктерінің жиектері арасындағы қашықтығына тең болатын ені;

$3П$ – әдетте енін 0,5 м тең қылып қабылдау қажет қорғаныс сызықтары, астымен жүретін ағаш көпірлеріне арналған – 0,25 м;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

b – жер төсемінің жиегі;

Γ – қоршаулары жоқ ажыратқыш сызықтың ені кіретін өту жолының қоршаулары арасындағы қашықтық;

T – 5.8.2 бойынша жаяу жолдарының ені;

a – 5.8.3 сәйкес өту жолдарының қоршауларының биіктігі;

h_T – жаяу жолдағы 2,5 м кем емес болып қабылданатын биіктігі бойынша габариті.

Б.3 Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарында, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жолдарында, өнеркәсіптік кәсіпорындарындағы жолдарында, сондай-ақ қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдарда орналасқан көпірлерінің ені бойынша габариттерін трамвай қозғалысы жоқ болуы жағдайында Б.1 кесте бойынша қабылдау қажет.

Б.1 кесте - Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарында, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жолдарында, өнеркәсіптік кәсіпорындарындағы жолдарында, сондай-ақ қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдарда орналасқан көпірлерінің ені бойынша габариттері

Көпірдің орналасқан жері	Жолдың немесе көшенің санаты	Қозғалыс жолдарының жалпы саны	Есептік автомобильдің ені d , м	Габарит	Ені, м	
					Қауіпсіздік сызықтары II	Жүру бөлігі nb
Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдары, өнеркәсіптік кәсіпорындарының келу және ішкі автомобиль жолдары (жүк көтеру қабілеті аса жоғары автомобильдері жүрмейтін)	I	8	2,5	$\frac{\Gamma - (17,0 + C + 17,0)}{2(\Gamma - 19,0)}$	2,0	2×15,0
		6		$\frac{\Gamma - (13,25 + C + 13,25)}{2(\Gamma - 15,25)}$		2×11,25
		4		$\frac{\Gamma - (9,5 + C + 9,5)}{2(\Gamma - 11,5)}$		2×7,5
	II	2		$\Gamma - 11,5$	2,0	7,5
	III	2		$\Gamma - 10$	1,5	7,0
	IV	2		$\Gamma - 8^*$	1,0	6,0
	V	1		$\Gamma - 6,5^{**}$	1,0	4,5
		1		$\Gamma - 4,5$	0,5	3,5
Ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдардағы автомобильдің ішкі шаруашылық жолдары	I-с	2	2,5	$\Gamma - 8^*$	1,0	6,0
	II-с	1		$\Gamma - 6,5^{**}$ $\Gamma - 4,5$	1,0 0,5	4,5 3,5
	III-с	1		$\Gamma - 4,5$	0,5	3,5

Б.1 кесте - Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарында, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жолдарында, өнеркәсіптік кәсіпорындарындағы жолдарында, сондай-ақ қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдарда орналасқан көпірлерінің ені бойынша габариттері (жалғасы)

Көпірдің орналасқан жері	Жолдың немесе көшенің санаты	Қозғалыс жолдарының жалпы саны	Есептік автомобильдің ені d , м	Габарит	Ені, м	
					Қауіпсіздік сызықтары $П$	Жүру бөлігі nb
Қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдар	Торапты жылдам жүру жолдары және жалпы қалалық маңыздылығы бар үздіксіз қозғалыс көшелері	8	2,5	$\frac{\Gamma - (16,5 + C + 16,5)}{2(\Gamma - 18)}$	1,5	2×15
		6		$\frac{\Gamma - (12,75 + C + 12,75)}{2(\Gamma - 14,25)}$		2×11,25
		4		$\frac{\Gamma - (9,0 + C + 9,0)}{2(\Gamma - 10,5)}$		2×7,5
Қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдар	Торапты жылдам жүру жолдары және жалпы қалалық маңыздылығы бар басқарылатын қозғалыс көшелері	8	2,5	$\frac{\Gamma - (15,0 + C + 15,0)}{2(\Gamma - 16)}$	1,0	2×14
		6		$\frac{\Gamma - (11,5 + C + 11,5)}{2(\Gamma - 12,5)}$		2×10,5
		4		$\frac{\Gamma - (8,0 + C + 8,0)}{2(\Gamma - 9)}$		2×7
		2		$\Gamma - 9$		7
Қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдар	Аудандық маңызы бар торапты көлік-жаяу жүргінші көшелері, ғылыми-өндірістік, өнеркәсіптік және коммуналдық-қоймалық аудандардың көшелері және жолдары, ауылдық жолдар және басты көшелер	4	2,5	$\frac{\Gamma - 16}{2(\Gamma - 9)}$	1,0	14 2×7
		2	2,5	$\Gamma - 9$	1,0	7

Б.1 кесте - Жалпы қолданыстағы автомобиль жолдарында, ауыл шаруашылық кәсіпорындарындағы және ұйымдарындағы ішкі шаруашылық жолдарында, өнеркәсіптік кәсіпорындарындағы жолдарында, сондай-ақ қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдарда орналасқан көпірлерінің ені бойынша габариттері (жалғасы)

Көпірдің орналасқан жері	Жолдың немесе көшенің санаты	Қозғалыс жолдарының жалпы саны	Есептік автомобильдің ені d , м	Габарит	Ені, м	
					Қауіпсіздік сызықтары $П$	Жүру бөлігі nb
Қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдар	Аудандық маңызы бар торапты көлік-жаяу жүргінші көшелері	2	2,5	Г - 10	1,0	8
Қалалардағы, ауылдардағы және ауылдық елді мекендердегі көшелерде және жолдар	Жергілікті маңызы бар Тұрғын үй құрылысындағы көшелер мен жолдар, саябақ жолдары	2	2,5	Г - 8	1,0	6

* Ағаш көпірлері үшін (желімделген ағаштан жасалған көпірлерінен басқа) Г-7 габаритін қолдануға рұқсат етіледі.

** Дәл солай, Г-6 габариті.

ЕСКЕРТПЕ 1 «Габарит» бағанасында сызықтың үстінде ажыратқыш сызықта қоршаулар жоқ болуы жағдайында көпірлердің габариттері келтірілген, сызықтың астында – қоршаулар бар болуы жағдайында немесе бөлек аралық құрылыстарда қозғалыстың әрбір бағытына.

«Жолдың немесе көшенің санаты» бағанасында өнеркәсіптік кәсіпорындардың жүк көтеру қабілеті аса жоғары автомобильдері жүрмейтін ішкі жолдарында жолдардың сәйкесінше санаттарында ҚР ЕЖ 3.03-122 сәйкес «в» (ішкі) индексі және «к» (карьер) индексі бар, жүк көтеру қабілеті аса жоғары автомобильдері жүретін (автомобиль ені 2,5 м астам) «п» индексі, ал ауыл шаруашылық жолдары үшін ҚНЖЕ 2.05.11 сәйкес – «с» индексі қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 2 Б.1 кестемен қарастырылмаған жағдайларда (атап айтқанда, өнеркәсіптік кәсіпорындардың жүк көтеру қабілеті аса жоғары автомобильдері жүретін ішкі жолдарындағы көпірлер үшін) көпірлердің ені бойынша габариттерін келесі формулалар бойынша анықтау қажет: $G = П + nb + C + nb + П$; $G = П + nb + П$.

ЕСКЕРТПЕ 3 П қауіпсіздік сызықтарының енін қозғалыстың есептік жылдамдықтары үшін орнатылған жолға байланысты қабылдау қажет (Б.1 кестеде келтірілген деректерді қолдана отырып).

Өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарындағы көпірлер үшін (соның ішінде жүк көтеру қабілеті аса жоғары автомобильдері жүретін) қауіпсіздік сызықтарының өлшемін $П = 1,50$ м қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ 4 Жалпы қолданыс жолдарының желісіне шығатын ағаш дайындау кәсіпорындарындағы ағаш таситын және шаруашылық жолдарында (соның ішінде ағаш) IV санатты жолдарындағы көпірлердің габаритін жүру бөлігінің ені 6,5 м және қауіпсіздік сызықтары 0,75 м болған кезде Г-8 тең қылып қабылдау қажет.

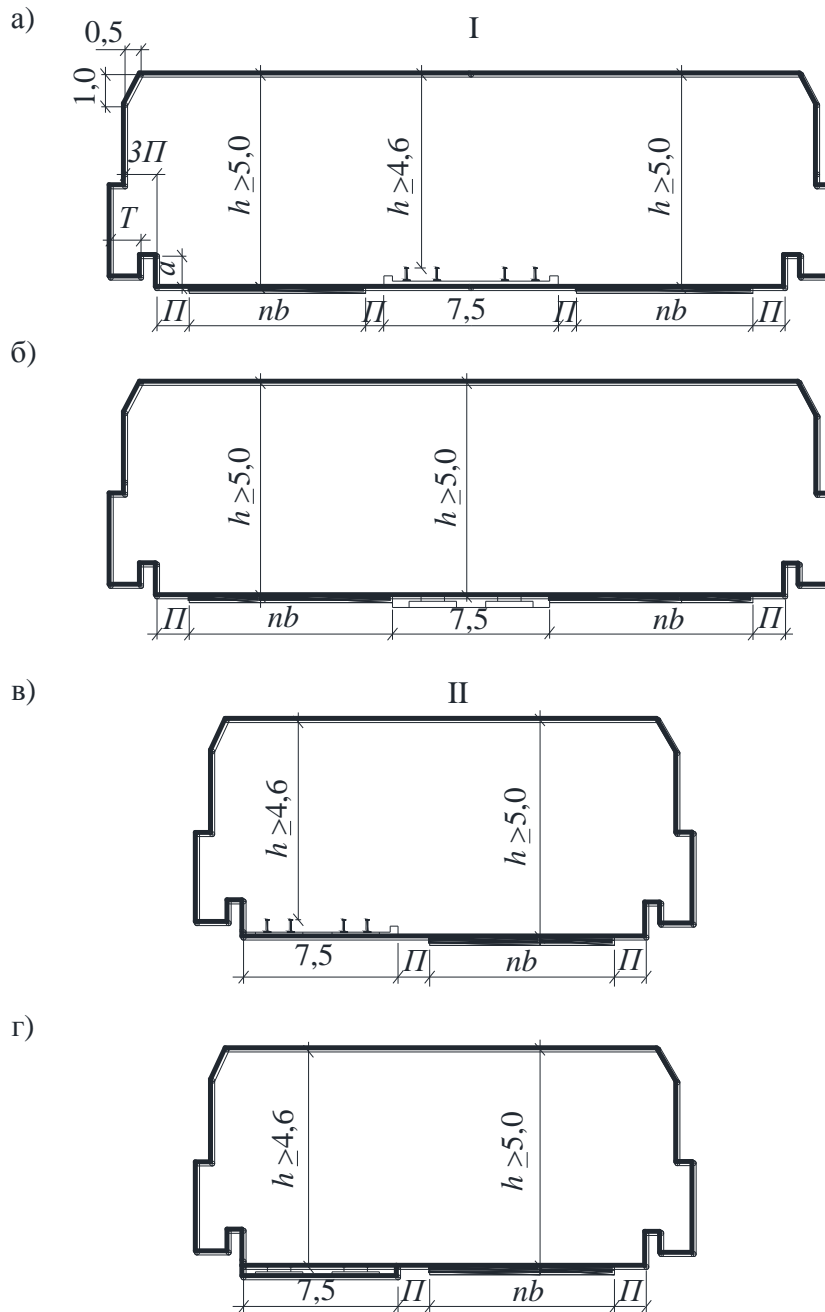
ЕСКЕРТПЕ 5 Егер аталған аймақта габариттері Б.1 кестеде көрсетілгеннен асатын ауыл шаруашылық машиналар қолданылса (есептік болып табылса), онда осы аудандағы көпірлердің габариттерін машинаның дөңгелек шиналарының немесе табан шынжырының сыртқы беттерінен шығып тұратын жолдан биіктігіне байланысты арттырылған бөліктері ретінде белгілеу қажет (жол төсемінің үстінен көтеріңкі жер).

Шығып тұратын бөліктердің жолдан биіктігі 0,35 м кем болған жағдайларында (ағаш көпірлері үшін –0,30 м кем), көпірдің габаритін көлік жүру күйіндегі машинаның габаритінен 1 м кең қылып белгілеу қажет.

Шығып тұратын бөліктердің жолдан биіктігі 0,35 м және одан да көп болса (ағаш көпірлері үшін – 0,30 м және одан да көп), көпірдің габаритін ауыл шаруашылық машиналарының дөңгелектер шиналарының немесе табан шынжырының сыртқы беттері арасындағы қашықтықтар 1,5 м кең қылып белгілеу қажет.

Б.4 Трамвай қозғалысы бар қалалық көпірлер конструкцияларының жақындау габариттерінің схемаларын Б.2 суретіне (белгілеулер – осы қосымшаның Б.2 тармағы бойынша) және Б.1 кестенің деректеріне сәйкес қабылдау қажет.

Тек қана трамвай қозғалысына арналған (екі жол) көпірлердің ені бойынша габариттерді кем 9,0 м емес болып қабылдау қажет.



I — трамвай жолдары көпір осінде орналасқан;

II — трамвай жолдары көпір осіне қатысты жылжытылды

а, в — оқшауланған төсемде; б, г — ортақ төсемде.

Б.2 сурет — Трамвай қозғалысы бар қалалық көпірлер конструкцияларының жақындау габариттерінің схемалары

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Б.5 Қосарлы көпірлерде темір жолдарының әрбір жағынан бір жол бойынша автомобиль жолының немесе метрополитен жолдарының жүру бөлігінің екі жолды орналасуында әрбір қозғалыс жолындағы ені бойынша габарит 5,5 м кем болмауы тиіс.

Б.6 Ені Б.1 кестеде көрсетілгенен кем қауіпсіздік сызықтарын сәйкесінше техникалық-экономикалық негіздеу бар болған жағдайда келесідей белгілеуге рұқсат етіледі:

- I – III және III-п санаттарының жолдарындағы ұзындығы 100 м астам және IV және IV-п санаттарының жолдарындағы ұзындығы 50 м астам көпірлері үшін, егер көпірлер ең ірі қалалардан 100 км астам және басқа қалалардан 50 км астам қашықтығында орналасса, ал көлік құралдары қозғалысының есептік қарқындылығы көрсетілген жолдардың қала маңы учаскелерімен салыстырғанда 2 есе және одан да көп төмендесе;

- көпірлердің жол ернеуінің ені азайтылған жолдар учаскелерінде орналасуы жағдайында;

- көпірлерді қайта құру барысында;

- жол өтпелерінде – өту-жылдам жолдары бар болған жағдайда (осы жолдар жағынан);

- өрлеу учаскелерінде қозғалыстың қосымша жолы бар көпірлерде (осы жол жағынан).

Сонымен бірге қауіпсіздік жолдарының ені келесілерден кем болмауы тиіс: I-III санатты жалпы қолданыс жолдарындағы көпірлерде 1,5 м; III және III-п санатты жалпы қолданыс жолдарындағы көпірлерде 1,0 м; IV-V және IV-п санатты жалпы қолданыс жолдарындағы көпірлерде 0,75 м.

ЕСКЕРТПЕ Ені Б.1 кестеде көрсетілгеннен кем болатын қауіпсіздік жолын белгілеу кезінде көлік құралдарының қозғалыс режимін басқаратын жол белгілерінің орнатуын алдын ала қарастыру қажет.

Б.7 Көпірлерді қисық жерде орналастыру кезінде жоспарда өту бөлігі жол санатына байланысты ҚР ЕЖ 3.03-101, ҚР ЕЖ 3.03-122 немесе ҚР ЕЖ 3.01-101 талаптарына сәйкес кеңейтілуі тиіс.

Қауіпсіздік жолдарын азайту арқылы автожол көпірлерінің өту бөлігін кеңейтуге оның өлшемдерін Б.6 бойынша немесе конструкциялардың жақындау габариттерінің ұлғаюларын сақтау шартында рұқсат етіледі.

Б.8 Ажыратқыш сызықтың ені көпірде жолдағыдай немесе көшедегідей болуы тиіс.

Үлкен көпірлерде сәйкесінше техникалық-экономикалық негіздемелер бар болған жағдайда ажыратқыш сызықтың енін азайтуға рұқсат етіледі, бірақ 2,0 м кем емес болып және қоршау енін қосып қабылдау қажет.

Б.9 Жаяу жүргінші автомобиль жолдарынан қозғалысы жоқ болуы жағдайында жол өтпелері астындағы конструкциялардың жақындау габариттері Б.3 суретіне сай келуі тиіс.

Тіректерді ажыратқыш сызықта орналастыру кезінде жүру бөлігінің жиегінен тірек шекарасына дейінгі қашықтық келесі көрсеткіштен кем болмауы тиіс, м:

- I санатты жалпы қолданыстағы жолдарда - 3,0 (соның ішінде қауіпсіздік сызығы 1,5 м);

- қалалық жолдарда және көшелерде - 1,5 (соның ішінде қауіпсіздік сызығы 1,0 м).

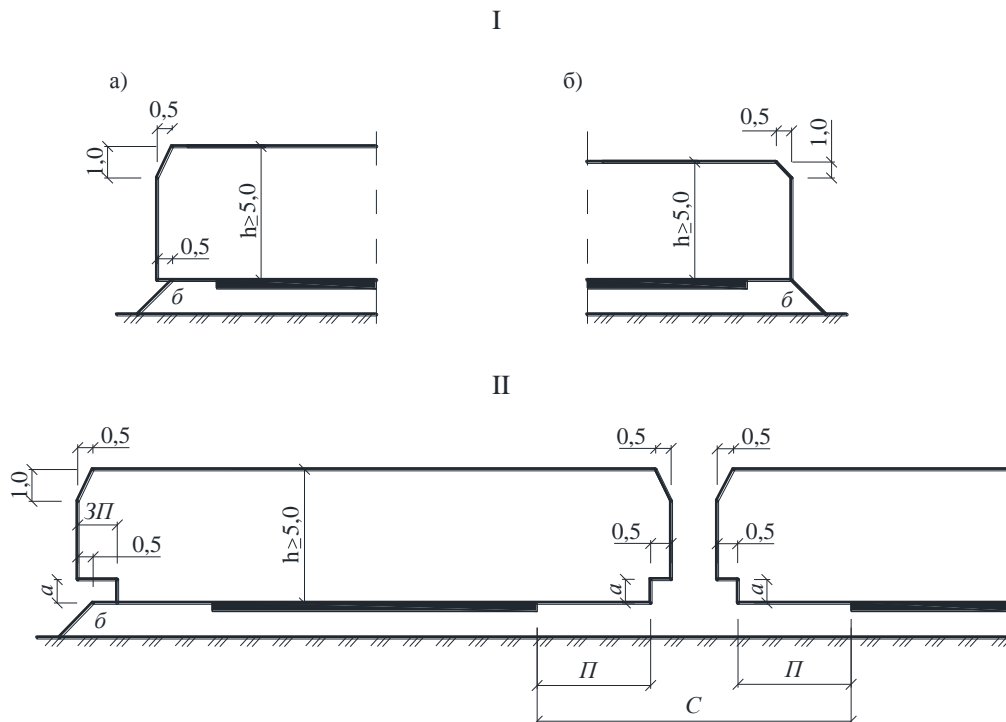
Қала көшелерінен және жолдарынан өтетін жол өтпелері астындағы биіктігі бойынша габариттерін қабылдау қажет:

- трамвай жолдары жоқ болуы жағдайында – Б.2; бойынша
- трамвай жолдары бар болуы жағдайында – Б.2 суреті бойынша.

III-п және IV-п санатты жолдарынан өтетін жол өтпелері астындағы биіктігі бойынша габариттерді осы қосымшаның Б.2 бойынша қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ Өтпелі жол аралық құрылыстарының конструкциялары астыңғы жақтарының белгілерін, сондай-ақ астымен жүретін көпірлердегі үстіңгі байланыстардың орналасу күйлерін белгілеген кезде жүру бөлігін жол төсемінің жаңа (қосымша) қабатының қалыңдығына жөндеген соң жүріп өту деңгейін арттыру мүмкіншілігін ескеру қажет.

Б.10 Автомобиль жолдарынан өтетін өтпелі жол астындағы конструкциялардың жақындау габариттерінің схемалары Б.3 суретте келтірілген.



I —қиылысатын жолдарда қоршаулар жоқ болған жағдайда; II — ажыратқыш сызықта тіректердің және жолда қоршаулардың бар болуы жағдайында; a – қоршаулардың биіктігі; $б$ – жер төсемінің жиегі; $3П$ - қоршау құрылғыларының конструкциясымен анықталады.

Б.3 сурет - Өтпелі жол астындағы конструкциялардың жақындау габариттерінің схемалары:

- а) - I-III, III-п және IV-п санатты жолдар үшін;**
- б) - IV және V санатты жолдар үшін.**

Б.11 Қоршаулардың негізгі параметрлерінің мәндері және оларды орналастыру бойынша тәртіпті ҚР ҚТ 1412, ҚР ҚТ МСТ Р 52606, ҚР ҚТ МСТ Р 52607 қабылдау қажет.

В қосымшасы
(ақпараттық)

Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері

В.1 кесте - Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері

Осы есеп үшін ең қолайсыз жүктемелердің (әсерлердің) нөмірлері	Ең қолайсыздармен бір уақытта немесе бөлек әрекет етуші жүктемелердің (әсерлердің) тәсілдерінің нөмірлері	Уақытша жүктемелердің және әсерлердің түрлі тәсілдерінде η коэффициенті												
		№ 7 (уақытша тік жүктеме)	№ 8 (грунтқаң жылжымалы құрамнан түсірілетін қысым)	№ 9 (орталықтан сыртқа тебуші күш)	№ 10 (жылжымалы құрамның көлденең сокқылары)	№ 11 (тежеу немесе тарту күші)	№ 12 (желдік жүктеме)	№ 13 (мұздық жүктеме)	№ 14 (су үйінділерінен жүктеме)	№ 15 (температуралық климаттық әсерлер)	№ 16 (грунтты аязды мамықтау әсерлері)	№ 17 (құрылыстық жүктеме)	№ 18 (сейсмикалық жүктеме)	№ 19 (тірек бөліктеріндегі жылжытуға үйкеліс немесе қарсыласу)
7 және 8	9	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	10*	1	1	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	9, 11, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	9, 12, 13, 15, 19	0,8	0,8	0,8	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 13, 15, 19	0,8	0,8	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 14	0,8	0,8	—	0,7	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
	11, 12, 15	0,8	0,8	—	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	12, 13, 15	0,8	0,8	—	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	—
9	11, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—

В.1 кесте - Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері (жалғасы)

Осы есеп үшін ең қолайсыз жүктемелердің (әсерлердің) нөмірлері	Ең қолайсыздармен бір уақытта немесе бөлек әрекет етуші жүктемелердің (әсерлердің) тәсілдерінің нөмірлері	Уақытша жүктемелердің және әсерлердің түрлі тәсілдерінде η коэффициенті												
		№ 7 (уақытша тік жүктеме)	№ 8 (грунтқаң жылжымалы құрамнан түсірілетін қысым)	№ 9 (орталықтан сыртқа тебуші күш)	№ 10 (жылжымалы құрамның көлденең соққылары)	№ 11 (тежеу немесе тарту күші)	№ 12 (желдік жүктеме)	№ 13 (мұздық жүктеме)	№ 14 (су үйінділерінен жүктеме)	№ 15 (температуралық климаттық әсерлер)	№ 16 (грунтты аязды мамықтау әсерлері)	№ 17 (құрылыстық жүктеме)	№ 18 (сейсмикалық жүктеме)	№ 19 (тірек бөліктеріндегі жылжытуға үйкеліс немесе қарсыласу)
9	12, 13, 15, 19	0,8	0,8	0,8	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	14	0,8	0,8	0,8	—	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
10*	7, 8, 13, 15, 19	0,7	0,7	—	0,8	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	7, 8, 14	0,7	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
11	7–9, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,8	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
12**	7–9	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	—	—	—	—	—
	7, 8, 11, 15	0,7	0,7	—	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	7–9, 13, 15, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	13, 15, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,8}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,7
	15–17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,8}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,7
13	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—

В.1 кесте - Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері (жалғасы)

Осы есеп үшін ең қолайсыз жүктемелердің (әсерлердің) нөмірлері	Ең қолайсыздармен бір уақытта немесе бөлек әрекет етуші жүктемелердің (әсерлердің) тәсілдерінің нөмірлері	Уақытша жүктемелердің және әсерлердің түрлі тәсілдерінде η коэффициенті												
		№ 7 (уақытша тік жүктеме)	№ 8 (грунтқаң жылжымалы құрамнан түсірілетін қысым)	№ 9 (орталықтан сыртқа тебуші күш)	№ 10 (жылжымалы құрамның көлденең соққылары)	№ 11 (тежеу немесе тарту күші)	№ 12 (желдік жүктеме)	№ 13 (мұздық жүктеме)	№ 14 (су үйінділерінен жүктеме)	№ 15 (температуралық климаттық әсерлер)	№ 16 (грунтты аязды мамықтау әсерлері)	№ 17 (құрылыстық жүктеме)	№ 18 (сейсмикалық жүктеме)	№ 19 (тірек бөліктеріндегі жылжытуға үйкеліс немесе қарсыласу)
13	7-9, 12, 15, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	7, 8, 10, 15, 19	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	12, 15, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
14	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
	7–9	0,7	0,7	0,7	—	—	—	—	0,8	—	—	—	—	—
	7, 8, 10	0,7	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
	7–9, 11, 12	0,7	0,7	0,7	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,8	—	—	—	—
	7–9, 12, 13, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7
	7, 8, 10, 13, 19	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7
	12, 13, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,8	—	1	—	0,7
	12, 16, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,8	0,7	1	—	0,7
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—
	12, 15, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,8	1	—	0,7

В.1 кесте - Уақытша жүктемелер мен әсерлер үшін η үйлесу коэффициенттері (жалғасы)

Осы есеп үшін ең қолайсыз жүктемелердің (әсерлердің) нөмірлері	Ең қолайсыздармен бір уақытта немесе бөлек әрекет етуші жүктемелердің (әсерлердің) тәсілдерінің нөмірлері	Уақытша жүктемелердің және әсерлердің түрлі тәсілдерінде η коэффициенті												
		№ 7 (уақытша тік жүктеме)	№ 8 (грунтқа жылжымалы құрамнан түсірілетін қысым)	№ 9 (орталықтан сыртқа тебуші күш)	№ 10 (жылжымалы құрамның көлденең соққылары)	№ 11 (тежеу немесе тарту күші)	№ 12 (желдік жүктеме)	№ 13 (мұздық жүктеме)	№ 14 (су үйінділерінен жүктеме)	№ 15 (температуралық климаттық әсерлер)	№ 16 (грунтты аязды мамықтау әсерлері)	№ 17 (құрылыстық жүктеме)	№ 18 (сейсмикалық жүктеме)	№ 19 (тірек бөліктеріндегі жылжытуға үйкеліс немесе қарсыласу)
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—
	12, 13, 15, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,7
	12, 15, 16, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,7
18***	7-9, 11, 19	$\frac{0,7}{0,3}$	$\frac{0,7}{0,3}$	$\frac{0,7}{-}$	—	$\frac{0,7}{-}$	—	—	—	—	—	—	0,8	0,7
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	7–9, 12, 13, 15	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8
	7, 8, 10, 13, 15	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8
	12, 13, 15, 17	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,8
	12, 15-17	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,8

* Көпірлерді радиусы үлкен қисық сызықтарда орналастыру кезінде (орталықтан сыртқа тебуші күш сәл ғана болған кезде) № 10 жүктемені № 7 және № 8 жүктемелеріне ілеспелі ретінде қарастыру қажет;

** 6.1.2 тармақшасына 1 ескертпені қараңыз;

*** 6.1.2 тармақшасына 3 ескертпені қараңыз;

ЕСКЕРТПЕ Сызықтың үстінен темір жол көпірлерін және метрополитен көпірлерін, сызықтың астынан — автожол және қалалық көпірлерін жобалау кезінде қабылданатын үйлестірулер коэффициентінің мәндері көрсетілген.

Г қосымшасы
(міндетті)

Топырақтың өз салмағынан көпірлердің тіректеріне түсетін тең әсерлі нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымды анықтау әдістемесі

Г.1 Көпірлердің тіректеріне үйме грунттың, сондай-ақ, іргетас табанының 3 м кем емес орналасу тереңдігінде жердің табиғи бетінен төмен жатқан грунттың өзіндік салмағынан түсетін тең әсерлі нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымды F_h , кН, (Г.1, а сурет), келесі формула бойынша анықтау қажет

$$F_h = \frac{1}{2} p_h h_x b, \quad (\text{Г.1})$$

мұндағы p_h — 6.2.3 сәйкес қабылданатын қарастырылатын қабаттың төменгі бетінің деңгейіндегі грунттың нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымы;

h_x — рельстер табанынан немесе жол төсемінің үстіңгі жағынан бастап санағанда үйіндінің биіктігі, м;

b — грунттың көлденең (бүйірлік) қысымы үйлестірілетін тіректің артқы шектер жазықтығындағы келтірілген (биіктік бойынша орташа h_x) ені, м.

Іргетас табанының тең әсерлі F_h иінін $z = \frac{1}{3} h_x$ тең қылып қабылдау қажет.

Көлемді (соның ішінде кері қабырғалармен) және қуыс денелі (бойлық ойықтармен) тіреулер үшін, егер ойықтың ені b_1 кері қабырғаның екі есе енінен b_2 кем немесе тең болса, сондай-ақ бүтін (ойықсыз) іргетастар үшін b енін конструкциялардың сыртқы шектері арасындағы қашықтығына тең қылып қабылдау қажет.

Қуыс денелі (бойлық ойықтармен) тіреулер үшін немесе үшін бөлек (ойықтармен) іргетастар үшін, егер $b_1 > 2b_2$, b енін қабырғалардың немесе бөлек іргетастардың жалпы енінің екі еселенген мөлшеріне тең қылып қабылдау қажет.

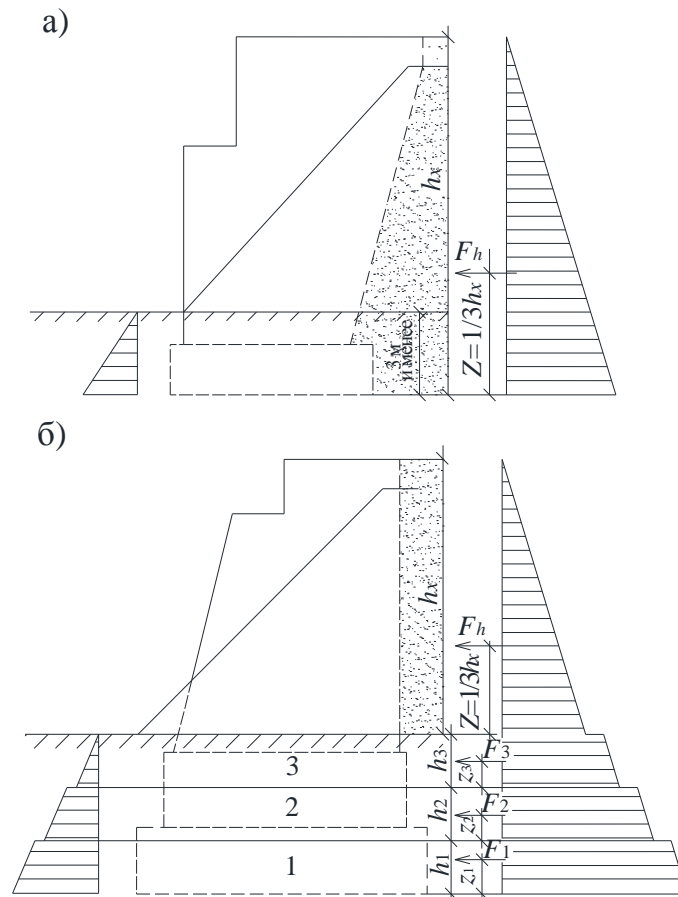
Тіреулі немесе тіреуіштік тіреулер үшін, егер тіреулердің (тіректің) жалпы ені бүкіл еніне тең болса немесе оның жартысынан астам болса, b енін тіректің сыртқы шектері (тіректері) арасындағы қашықтық ретінде қабылдау қажет; егер тіреуіштердің (тіреулердің) жалпы ені тіректің бүкіл енінің жартысынан кем болса, онда b ені әрбір тіреуіш (тірек) үшін оның енінің екі еселенген мөлшері ретінде қабылдау қажет.

p_h қысымын бүкіл h_x биіктігіне анықтау барысында γ_n және ϕ_n мәндерін үйіндінің грунттын дренаждау үшін арналған деп қабылдауға рұқсат етіледі.

Алдын ала тұрғызылған (тығыздалған) үйіндімен бітелген тіреулер үшін көлденең (бүйірлік) қысым ескерілмейді.

Егер салу жобасында көпірдің құрылысын салу және қолдану кезіндегі осы грунттың әсерлер тұрақтылығын кепілдендіретін шаралар қарастырылса, грунттың көпірдің тіректеріне аралық жағынан түсіретін көлденең (бүйірлік) қысымды ескеру қажет.

Тіреудің артқы шегінің еңісін және үйінді грунтты және осы шек арасындағы үйкеліс күштерін анықтау барысында F_h күштерін ескермейді.



1 — бірінші қабат; 2 — екінші қабат; 3 — үшінші қабат; а — іргетас табанының орналасу тереңдігі 3 м кем емес; б — дәл сондай, 3 м астам болған кезде.

Г.1 сурет — Тіректерге түсетін тең әсерлі нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымды анықтауға арналған грунттың көпірдің тіректеріне түсірілетін қысым эпюраларының схемасы

Г.2 Іргетас табанының орналасу тереңдігі 3 м астам болған кезде, жердің табиғи бетінен төмен орналасқан грунттың әрбір i -ші (астынан) қабатының тең әсерлі нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымын келесі формула бойынша анықтау қажет

$$F_i = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \tau_i (h_i + 2h_{0i}) b, \quad (\text{Г.2})$$

мұндағы γ_i — қарастырылып отырған қабат грунттың үлесті салмағы, Н/м³;

h_i — қарастырылып отырған қабаттың қалыңдығы, м;

τ_i — i -ші қабатқа арналған грунттың нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымының коэффициенті, келесі формула бойынша анықталады

$$\tau_i = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right), \quad (\text{Г.3})$$

бұл жерде φ_i — грунт қабатының ішкі үйкелісі бұрышының нормативтік мәні;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

h_{0i} — қарастырылып отырған қабаттың үстіңгі бетінен жоғары орналасқан үйінді грунтының салыстырмалы салмағына келтірілген грунт қабаттарының жалпы қалыңдығы, м.

Мысалы, астыңғы (бірінші) қабат үшін Г.1, б суретте келтірілген h_{0i} қалыңдық, м, құрайды:

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}, \quad (\text{Г.4})$$

қарастырылып отырған Z_i қабатының F_1 астыңғы бетінен i -ші қабатының тең әсерлі қысымының иінін келесі формула бойынша анықтау қажет

$$Z_i = \frac{h_i}{3} \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}, \quad (\text{Г.5})$$

Д қосымшасы
(міндетті)

Құбырлардың буындарын (секцияларын) есептеу кезінде грунттың тік қысымының коэффициентін анықтау әдістемесі

Д.1 Құбырлардың темірбетон және бетон буындары (секциялары) үшін грунттың тік қысымының коэффициентін C_v келесі формула бойынша анықтау қажет

$$C_v = 1 + B \left(2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (\text{Д.1})$$

мұндағы d — буынның (секцияның) сыртқы пішіні бойынша диаметр (ені), м;

h — рельстердің табанынан немесе жол төсемінің жоғарғы жағынан бастап буынның (секцияның) жоғарғы жағына дейін есептегендегі тік қысымды 6.2.3 тармағындағы (4) формула бойынша анықтау барысында үйіндінің биіктігі, м; 6.2.3 тармағындағы (5) формула бойынша көлденең (бүйірлік) қысымды анықтау барысында h_x үйіндінің биіктігін құбырдың буындары (секциялары) биіктігінің ортасына дейін қабылдау қажет;

τ_n — 6.2.3 тармағындағы (6) формула бойынша анықталатын грунт үйіндінің нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымының коэффициенті;

φ_n — құбыр үйіндісі грунтының ішкі үйкелісінің нормативтік бұрышы, град.

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \frac{sa}{h}, \quad (\text{Д.2})$$

мұндағы a — үйіндінің табаннан құбыр буынының (секцияның) жоғарғы жағына дейінгі қашықтық, м;

s — келесі іргетастарда тең қылып қабылданатын коэффициент:

- 1,2 - қарыспа (таулы негізде немесе дінгек-тіректерде);
- 1,1 – икемділігі нашар (аспалы дінгектерде);
- 1,0 - көлемді таяз орналасқан және грунт (таулы емес) негіздерде.

Егер $B > \frac{h}{d}$, онда $B = \frac{h}{d}$ қабылдау қажет.

Көп көзілдірікті домалақ су өткізгіш құбырлары үшін грунттың тік қысымының C_v^1 коэффициентін келесі формула бойынша есептеуге рұқсат етіледі

$$C_v^1 = n_v C_v, \quad (\text{Д.3})$$

мұндағы $n_v = 0,01(l/d)^2 + 0,02(l/d) + 0,9$, бірақ 1 аспайтын (бұл жерде l — құбырлардың көзілдіріктері арасындағы жарықтықтағы қашықтық, м).

Үйінділерді еселеген кезде уақыт өтісімен үйінді грунтының табиғи тығыздалуы орын алған және құбыр конструкцияларының физикалық күйі қанағаттанарлық болғанда, құбырға грунттың өз салмағынан түсірілетін нормативтік қысымды анықтау барысында табанның икемділігіне қарамастан бірге тең C_v мөлшерсіз коэффициентті қабылдауға рұқсат етіледі.

Д.2 Құбырлардың иілгіш (кеңірдектенген металдан және т.б.) буындарын (секцияларын) есептеу кезінде және грунт (таулы) табанның қысымын анықтау барысында C_v коэффициентін бірге тең қылып қабылдау қажет.

Е қосымшасы
(міндетті)

**Темір жол жылжымалы құрамнан СК түсірілетін нормативтік уақытша тік жүктеме
және онымен әсер ету желісін жүктеу ережелері**

Е.1 Әсер етудің екі мағыналы желілерінің бір мағыналы және бөлек учаскелерін жүктеуге арналған нормативтік балама жүктемелердің мәндері ν Е.1 кестеде келтірілген.

**Е.1 кесте - Әсер етудің екі мағыналы желілерінің бір мағыналы және бөлек
учаскелерін жүктеуге арналған нормативтік балама жүктемелердің мәндері**

Жүктеу ұзындығы λ , м	Балама жүктеменің қарқындылығы ν , жолдың кН/м, барысында			
	К = 1		К = 14	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	49,03	49,03	686,5	686,5
1,5	39,15	34,25	548,1	479,5
2	30,55	26,73	427,7	374,2
3	24,16	21,14	338,3	296,0
4	21,69	18,99	303,7	265,8
5	20,37	17,82	285,2	249,5
6	19,50	17,06	272,9	238,8
7	18,84	16,48	263,7	230,7
8	18,32	16,02	256,4	224,4
9	17,87	15,63	250,2	218,9
10	17,47	15,28	244,5	214,0
12	16,78	14,68	234,9	205,5
14	16,19	14,16	226,6	198,3
16	15,66	13,71	219,3	191,8
18	15,19	13,30	212,7	186,0
20	14,76	12,92	206,6	180,8
25	13,85	12,12	193,9	169,7
30	13,10	11,46	183,4	160,5
35	12,50	10,94	175,0	153,2
40	12,01	10,51	168,2	147,2
45	11, 61	10,16	162,6	142,2
50	11,29	9,875	158,0	138,3
60	10,80	9,807	151,1	137,3
70	10,47	9,807	146,6	137,3
80	10,26	9,807	143,6	137,3
90	10,10	9,807	141,4	137,3
100	10,00	9,807	140,0	137,3
110	9,944	9,807	139,3	137,3
120	9,895	9,807	138,6	137,3
130	9,865	9,807	138,1	137,3
140	9,846	9,807	137,9	137,3
150 және одан да көп	9,807	9,807	137,3	137,3

ЕСКЕРТПЕ 1 Параметрлердің $1,5 \leq \lambda \leq 50$ м ($\alpha = 0$ және $\alpha = 0,5$) және $\lambda > 50$ м ($\alpha = 0$) мәндері барысындағы жолдың кН/м есептелетін балама жүктемелері келесі формула бойынша анықталған $\nu = \left(9,807 + \frac{10,787}{e^{0,04\lambda}} + \frac{43,149}{\lambda^2} \right) \left(1 - \frac{\alpha}{4} \right) K$, мұндағы $e = 2,718...$ — табиғи логарифмдердің негіздемесі.

ЕСКЕРТПЕ 2 Жүктеу ұзындықтарының λ аралық мәндеріне және әсер ету желілерінің жоғарғы бөліктерінің аралық күйлеріне арналған $\alpha = a/\lambda \leq 0,5$ жүктеменің ν мәндерін интерполяция бойынша анықтау қажет.

Төменде көрсетілген жағдайларда әсер ету желілерін жүктеу кезінде қарқындылығы жолдың $9,81K$ кН/м тең болатын және 6.3.1 көрсетілген бос жылжымалы құрамның жүктемесін қолдану қажет.

Е.2 Көпірдің элементтерін есептеу кезінде жол құрылысының жоғарғы элементтерімен қысымның берілуін және үйлестірілуін ескеру қажет, сонымен бірге балама жүктемені v қабылдау қажет:

а) Көпір арқалықтарымен, сондай-ақ металл бекіткіштерімен (резеңке аралықтармен) берілетін жергілікті қысымды анықтау барысында темірбетон плитасы бойынша рельстерді орналастыру кезінде жолдың $24,5K$ кН/м тең болады, арқалық қабырғасының төзімділігі бойынша есептеу үшін — жолдың $19,62K$ кН/м астам емес;

б) Балластық астаудың плитамен берілетін жергілікті қысымды анықтау барысында (барлық жағдайларда), сондай-ақ жолға көлденең плитаны есептеу үшін күштерді анықтау барысында — тең болады $19,62K$ кН/м тең болады, жолдың бойымен — жолдың $19,62K$ кН/м астам емес.

Жолды балластта құру барысында $\lambda \leq 25$ м кезінде $v \leq 19,62$ кН/м мәнін (соның ішінде тіректерді есептеу үшін, егер балластық қабат үздіксіз болса) әсер ету желілерінің жоғарғы бөліктерінің орналасу күйлеріне қарамастан сәйкесінше $\alpha = 0,5$ қабылдау қажет.

Балластық астаудың плитасын есептеуге арналған жүктемені v/b , кПа тең қылып қабылдау қажет,

мұндағы b — $2,7+h$ немесе $2,7+2h$ тең қылып қабылданатын жүктемені үлестірудің ені, м (плитаның бөлек қималарын есептеу кезінде қайсысы ең қолайсыз болуына байланысты), бірақ балластық астаудың енінен үлкен емес;

h — шпалдар табанынан плитаның жоғарғы бөлігіне дейінгі қашықтық, м.

Е.3 Қисық сызықты, өркешті (үшбұрышқа жақын) және төртбұрышты көріністерінде бір мағыналы әсер ету сызығы және әсер етудің екі мағыналы желілердің бөлек жүктелген учаскелері бұрмаланғандықтың $\psi < 1,10$ коэффициентінде (әсер ету сызықтарының бірдей ұзындықтарында және олардың ең үлкен ординаталары бірдей болған кездегі үшбұрышты әсер ету сызығы ауданының қарастырылып отырған әсер ету сызығының ауданына қатынасы) Е.2 сәйкес v балама жүктемемен жүктеледі.

Е.4 Қисық сызықты көрінісі барысында бір мағыналы әсер ету сызығы және әсер етудің екі мағыналы желілердің бөлек жүктелетін учаскелері бұрмаланғандықтың коэффициенті $\psi \geq 1,10$ және ұзындығы $\lambda \geq 2$ м кезінде келесі нұсқауларды ескере отырып, Е.2 сәйкес жүктеледі:

а) $1,10 \leq \psi \leq 1,40$ болған кезде (жолды балластта құру жағдайынан басқа және $\lambda < 50$ м) балама жүктеменің қарқындылығын e ($\psi - 1$) тең болатын мәніне, % арттырып, мұндағы e — Е.1 суреті бойынша анықталатын коэффициент.

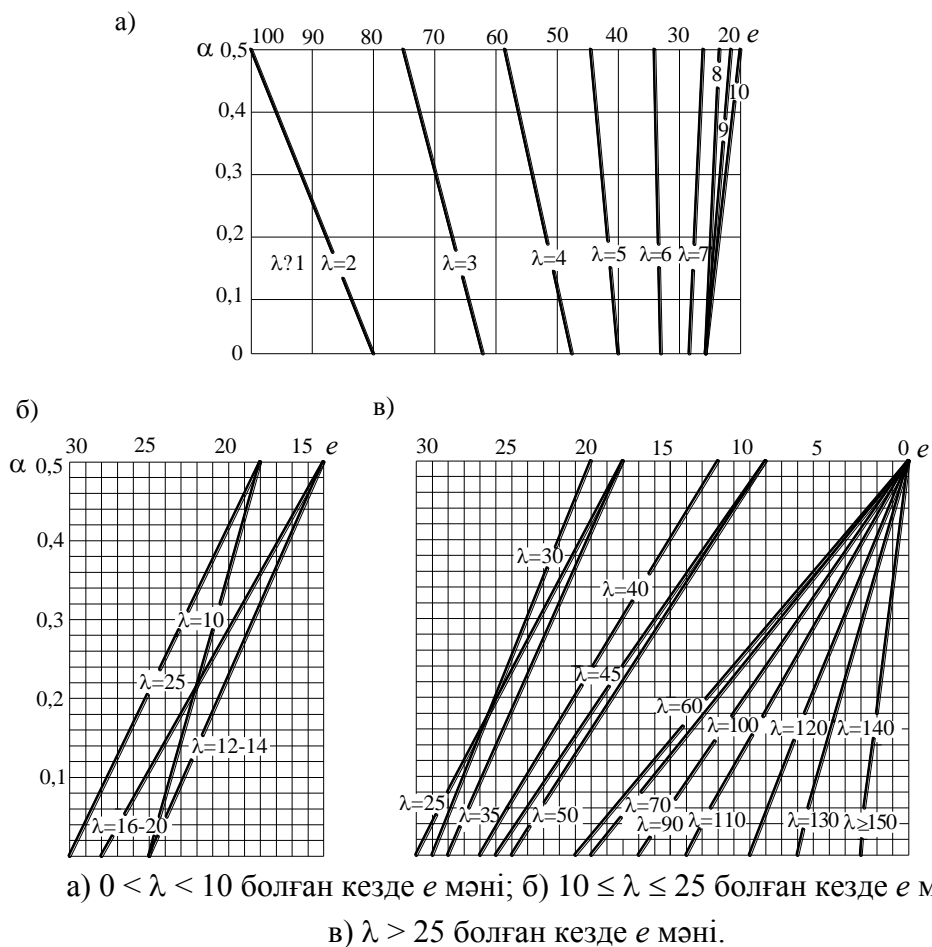
Жолды балластта құру кезінде және $\lambda < 50$ м v мәнін Е.1 кесте бойынша қабылдау қажет, осыған қоса $\lambda \leq 10$ м үшін, әсер ету желілерінің жоғарғы бөліктерінің орналасу күйлеріне қарамастан, — $\alpha = 0,5$ сай келетін кесте бойынша;

б) $\psi > 1,40$ болған кезде жүктеуден әсер ету сызығының бөліктерін қосу қажет.

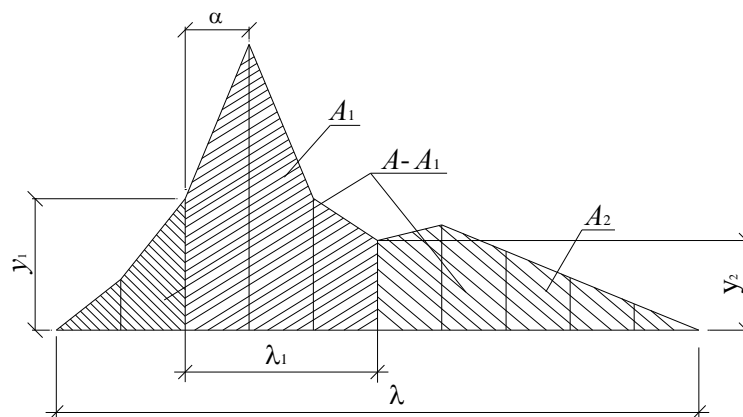
Жоғарғы бөлікті қамтитын әсер ету сызығы бөлігінің ұзындығы λ_1 және y_1 және y_2 ординаталарымен шектелген A_1 ауданы (Е.2 сурет) максимумға жүктеледі (λ_1 және α_1

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

сәйкес); әсер ету сызығының қалған бөлігі ($A - A_1$) жолдың 9,81К кН/м жүктемесімен жүктеледі.



Е.1 сурет — λ және α байланысты e коэффициенті (λ жүктеу ұзындығы графикте көрсетілген)



Е.2 сурет — Оның жоғарғы бөлігін қоса алғанда ұзындығы λ әсер ету сызығының бөлігі

Сонымен бірге күштің жалпы мөлшерін $v(A_1 + A_2)$ кем емес қылып қабылдау қажет, мұндағы v мәні бүкіл әсер ету сызығы үшін λ және α мәндеріне сәйкес анықталады.

λ_1 ұзындығын (Е.2 сурет) конструкцияның есептік схемасын ескере отырып белгілеу қажет.

Е.5 Бірнеше учаскелерден құралған әсер ету желілері бойынша күштерді (қарастырылып отырған белгінің) бүкіл әсер ету сызығының немесе оның бір бөлігінің учаскелері жанында орналасқан бөлек жүктеу нәтижелерін қосып, анықтау қажет.

Әсер ету желілерінің көрінісіне және λ мен α мәндеріне сәйкес учаскелер үшін келесілерді жүктеу қажет:

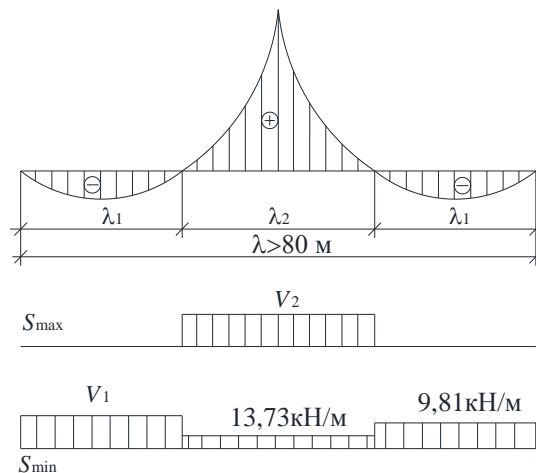
- қарастырылып отырған белгінің жақын орналасқан немесе басқа белгі учаскесімен бөлінген екі учаскесі, —осы учаскелердің (екі немесе үш) жалпы ұзындығы 80 м кем;

- қарастырылып отырған белгінің бір участкесі — 80 м және одан да көп ұзындығында;

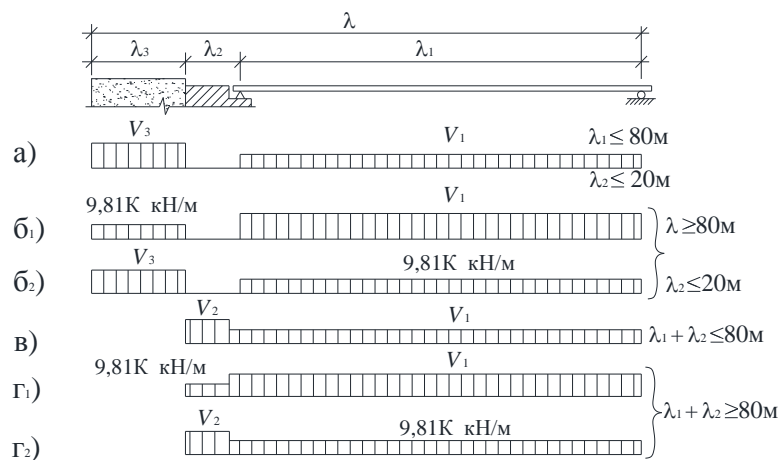
- дәл сол белгінің қалған учаскелері— жолдың жүктемесі 9,81К кН/м.

басқа белгінің бөлгіш учаскелерін жолдың 13,73 кН/м жүктемесімен жүктеу қажет, ал ұзындығы 20 м дейінгі учаскелері бар болған жағдайда олардың біреуін жүктемейді.

Жүктеудің кейбір жағдайларының үлгілері Е.3 және Е.4 суреттерінде келтірілген.



Е.3 сурет — $\lambda > 80$ м болған кезде әсер ету желісінің учаскелерін жүктеу схемасы



Е.4 сурет — Кесілетін арқалық аралық құрылыстарымен көпірлердің көлемді тіреулерін есептеу барысында аралықты құлату призмамен немесе аралықты тіреумен бір уақытта жүктеу схемасы

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Е.6 Кесілетін аркалық аралық құрылыстарымен көпірлердің көлемді тіреулерін есептеу кезінде аралықты құлату призмамен немесе аралықты тіреумен бір уақытта жүктеуін Е.4 суретіне және Е.2 кестесіне сәйкес орындау қажет.

Е.2 кесте – Аралықты құлату призмамен немесе аралықты тіреумен бір уақытта жүктеу барысында кесілетін аркалық аралық құрылыстарымен көпірлердің көлемді тіреулерін есептеуге арналған деректер

Жүктеу схемасы (Е.4 суретті қараңыз)	Көпірдің жүктелетін бөлігі	Жүктелетін учаскелердің ұзындығы, м	Шектеу	Әсер ету желісі жоғарғы бөлігінің қабылданып күйі α	Жолдың балама жүктемесі, кН/м
а	Аралық Тіреу Құлату призмасы	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \leq 80$	0* — 0,5	v_1 0 $v_3 \leq 19,62K$
б ₁	Аралық Тіреу Құлату призмасы	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	0 — —	v_1 0 $v_3 = 9,81K$
б ₂	Аралық Тіреу Құлату призмасы	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	— — 0,5	$v_1 = 9,81K$ 0 v_3
в	Аралық Тіреу	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \leq 80$	0 0,5	v_1 $v_2 \leq 19,62K$
г ₁	Аралық Тіреу	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	0 —	v_1 $v_1 = 9,81K$
г ₂	Аралық Тіреу	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	— 0,5	$v_1 = 9,81K$ v_2
* Балластта жүруді құру кезінде $\lambda_1 < 25$ м қабылдау қажет $\alpha = 0,5$ (Е.2 суретті қараңыз).					

Құлату призмасын жүктеу ұзындығын шпалалар табанының биіктігінің жартысына тең қылып тіректің қарастырылып отырған қимасына дейін қабылдау қажет.

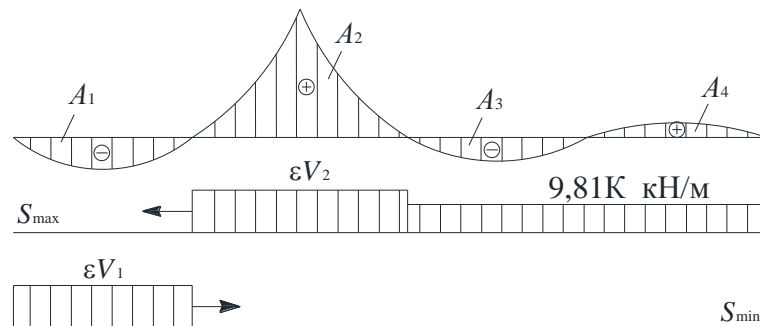
Келтірілген учаскелер ұзындықтарының сомасына тең әрбір жағдайда уақытша жүктеме орналастырылатын жүктеу ұзындығын басшылыққа ала отырып жүктеме бойынша сенімділік коэффициентін қабылдау қажет.

Е.7 Қисық сызықтарда орналасқан аралық құрылыстарды жүктеу кезінде жылжымалы құрам ауырлық орталығының жылжу әсерін кескіндейтін жүктеменің v мәндерін коэффициентімен қабылдау қажет, сондай-ақ есепті екі рет орындау қажет:

а) Орталықтан сыртқы тебуші күшті және динамикалық коэффициентті ескере отырып, бірақ сыртқы рельстің ұлғаюы салдарынан туындайтын күш факторларын ескермей;

б) Орталықтан сыртқы тебуші күшті және динамикалық коэффициентті ескермей, бірақ сыртқы рельстің ұлғаюы салдарынан туындайтын күш факторларын ескере отырып.

Е.8 Е.5 Көрстеліген әсер ету желілері бойынша максималды және минималды күштің (кернеулерді) төзімділігіне қатысты есептеу кезінде жылжымалы құрамнан туындайтын және ε СК жүктеменен құралған ең қолайсыз жүктемелерден анықталады (онымен тек бір ғана учаске жүктеледі) және жолдың 9,81К кН/м жүктемесінің. Бірізді әсер ету сызығын — бөлек түрде оңнан солға қарай және солдан оңға қарай (Е.5 сурет) учаскелер бойынша жүктеу орындалады. Симметриялы әсер ету сызығы кезінде бір бағыттағы жүктеу орындалады.



Е.5 сурет — Төзімділікке қатысты есептеу кезінде максималды және минималды күштерді (кернеулерді) анықтауға арналған әсер ету сызығының учаскелерін жүктеу схемасы

Ж қосымшасы
(ақпараттық)

**Жалғыз автомобильдерден, тұрған және қозғалып келе жатқан автомобильдер
легінен АБ жүктемесінің балама жүктемесі**

**Ж.1 кесте - Жалғыз автомобильдерден, тұрған және қозғалып келе жатқан
автомобильдер легінен АБ жүктемесінің балама жүктемесі**

Жүктеу ұзындығы λ , м	Үш бұрышты әсер ету желілерінің түрлі күйлеріндегі жоғарғы бөліктерінің АБ жүктемелерінен түсірілетін балама жүктеме, кН/м								
	АБ-51			АБ-74			АБ-151		
	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$
А. Жалғыз автомобиль									
4	166,7	166,7	177,1	245,2	245,2	245,2	495,2	495,2	495,2
5	133,4	137,8	153,4	196,1	196,1	211,2	396,2	396,2	415,8
6	111,1	123,5	134,3	163,5	168,7	187,0	330,2	330,2	371,0
7	95,2	111,1	119,1	140,1	153,6	167,0	283,0	303,0	333,0
8	88,6	100,7	106,8	122,6	140,2	150,5	247,6	278,3	301,3
9	82,4	91,9	96,7	112,5	128,8	136,9	220,1	256,4	274,6
10	76,7	84,4	88,4	105,6	118,8	125,3	207,9	237,3	252,0
12	67,2	72,6	75,2	93,5	102,7	107,2	185,5	205,9	216,1
15	56,3	59,7	61,5	79,2	85,0	88,0	158,2	171,3	177,8
18	48,3	50,8	52,0	68,4	72,5	74,5	137,3	146,4	150,9
24	37,7	38,9	39,6	53,6	55,9	57,1	108,1	113,2	115,7
30	30,8	31,6	32,1	44,0	45,4	46,2	88,9	92,2	93,8
33	28,1	28,8	29,2	40,3	41,6	42,2	81,7	84,3	85,7
36	26,0	26,6	26,9	37,3	38,2	38,8	75,4	77,8	78,8
48	19,8	20,2	20,3	28,5	29,1	29,4	57,9	59,1	59,8
66	14,6	14,8	14,9	21,1	21,4	21,6	42,9	43,5	43,8
Б. Тұрған автомобильдердің легі									
10	76,7	84,4	88,4	105,6	118,8	125,3	207,9	237,3	252,0
12	67,2	72,6	77,6	93,5	102,7	107,2	185,5	205,9	216,1
15	56,3	59,7	71,9	79,2	85,0	100,2	158,2	171,3	182,2
18	50,4	56,3	68,5	71,3	77,8	94,4	137,3	146,4	172,3
24	44,6	51,3	60,5	60,1	70,8	83,4	114,9	129,3	156,9
30	46,3	47,7	57,8	63,5	66,3	79,5	102,0	120,7	142,1
33	46,6	47,3	56,0	63,3	64,5	77,8	107,9	116,4	139,3
36	46,1	46,7	54,0	63,3	64,2	75,4	108,9	113,8	137,2
48	41,6	41,9	46,0	58,3	58,8	65,1	106,7	108,0	123,5
66	34,3	34,5	36,8	48,8	49,1	52,5	93,2	93,8	102,0
В. Қозғалып келе жатқан автомобильдердің легі									
18	48,3	50,8	52,0	68,4	72,5	74,5	137,3	146,4	151,0
24	37,7	38,9	40,2	53,6	55,9	57,1	108,1	113,2	115,8
30	30,8	31,6	38,0	44,0	45,4	53,3	88,9	92,3	93,8
33	28,1	29,9	36,9	40,3	42,3	52,1	81,7	84,4	90,2
36	26,0	29,0	35,6	37,3	41,1	50,5	75,4	77,8	88,1
48	21,6	26,8	30,8	30,2	37,9	43,5	57,9	66,2	80,3
66	23,3	23,5	28,4	32,9	33,1	40,4	50,5	59,4	69,3
ЕСКЕРТПЕ Балама жүктемелердің аралық мәндерін интерполяция бойынша анықтау қажет.									

II қосымшасы

(міндетті)

Жағалық тіректерге (тіреулерге) темір және автомобиль жолдарының көлік құралдарынан түсірілетін грунттың көлденең (бүйірлік) қысымын анықтау әдістемесі

Темір жолдардың жылжымалы құрамын құлату призмасында орналастыру кезінде

II.1 Көлденең (бүйірлік) қысымды, кН, келесі формулалар бойынша анықтау қажет:

а) бір жолды тіреулер үшін симметриялы (тіреу осіне қатысты) жүктеме (II.1, а сурет)

$$F = F_1 + F_2 = 2,7p_v\tau_n h_1 + p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1), \quad (\text{II.1})$$

б) көп жолды тіреулер үшін симметриялы емес (тіреу осіне қатысты) жүктеме барысында (II.1, б сурет)

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1,35p_v\tau_n h_1 + 0,5p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1) + 1,35p_v\tau_n h_2 + 0,5p_v\tau_n b_1 (\alpha h - \alpha_2 h_2), \quad (\text{II.2})$$

Егер $h_2 = h$, онда $\alpha_2 = \alpha$ қабылданады.

F_1 , F_2 , F_3 және F_4 күш иіндерін, қарастырылып отырған қимадан есептеп (II.1 суретте – іргетас табанының), келесі формулалар бойынша анықтау қажет:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2}, \quad (\text{II.3})$$

$$z_2 = \frac{h^2\alpha\xi - h_1\alpha_1(h_1\xi_1 + h - h_1)}{h\alpha - h_1\alpha_1}, \quad (\text{II.4})$$

$$z_3 = h - \frac{h_2}{2}, \quad (\text{II.5})$$

$$z_4 = \frac{h^2\alpha\xi - h_2\alpha_2(h_2\xi_2 + h - h_2)}{h\alpha - h_2\alpha_2}. \quad (\text{II.6})$$

мұндағы $p_v = v/2,70$ – уақытша тік жүктеменің (2,70 м), кПа шпалалардың ұзындығы бойынша үлестірілген қысымы;

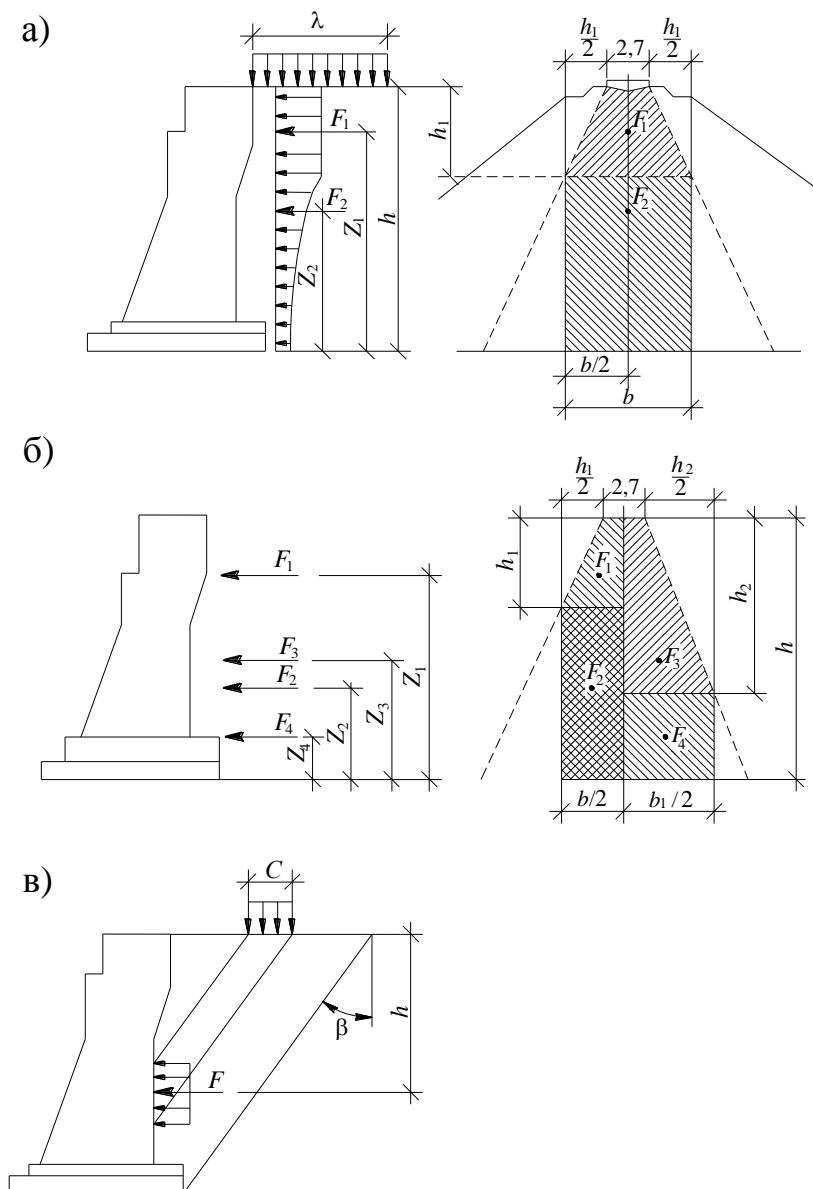
v – құлату призмасындағы жылжымалы құрамнан бірізді үлестірілген жүктеме, кНм (Е қосымшасы бойынша);

h_1 , h_2 – биіктігінен, ені ауыспалы болатын шектерде қысым ауданы;

b – симметриялы емес жүктеу барысындағы бір жолды тіреудің ені немесе жүктеменің тік осінен тіреудің ең жақын бүйірлік шегіне дейінгі екі еселенген ең кіші қашықтығы, м;

$b_1 = 2,70 + h_2$ – жол осінен жүктеменің таралу желісінің жолдан бүйірлік қашықтықтағы шекпен қиылысу нүктесіне дейінгі екі еселенген қашықтық, м, бірақ жол осінен тіреудің бүйірлік шегіне дейінгі екі еселенген ең үлкен қашықтықтан астам емес;

τ_n – 6.2.3 тармағы бойынша үйінді грунттың нормативтік көлденең (бүйірлік) қысымының коэффициенті.



а — темір жолдардың жылжымалы құрамның құлату призмасында орналасқан кезде бір жолды тіреулер үшін симметриялы (тіреу осіне қатысты) жүктеу кезінде;

б — дәл сондай, көп жолды тіреулер үшін симметриялы емес (тіреу осіне қатысты) жүктеу кезінде;

в — автомобиль жүктемесінің және қабырғаның құрамның құлату призмасында қозғалыс бағытына перпендикуляр орналасқан кезде (c – жүру бөлігінің төсемімен дөңгелектердің көпірдің осі бойымен жанасу ұзындығы). Жүктеу схемасында β бұрышы грунттың тіреу артынан сырғанаудың тік жазықтығына қатысты алынатын еңіс болып табылады.

И.1 сурет — Грунттың жағалық тіректерге (тіреулерге) көлденең (бүйірлік) қысымын анықтауға арналған жүктеу схемасы

$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ және ξ, ξ_1, ξ_2 коэффициенттерінің мәндерін h, h_1, h_2 сәйкесінше биіктіктерге байланысты И.1 кесте бойынша қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ көп жолды тіреу үшін уақытша жүктеменің жалпы қысымын b , b_1 , h , h_1 , h_2 сәйкесінше мәндерінде жолдардың әрқайсысы үшін бөлек түрде (И.2) Формуласы бойынша алынатын қысымдардың сомасы ретінде анықтау қажет.

И.1 кесте - h , h_1 , h_2 биіктіктеріне байланысты α , α_1 , α_2 және ξ , ξ_1 , ξ_2 коэффициенттерінің мәндері

h, h_1, h_2	$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	ξ, ξ_1, ξ_2	h, h_1, h_2	$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	ξ, ξ_1, ξ_2
1	0,85	0,53	16	0,33	0,65
2	0,75	0,55	17	0,32	0,66
3	0,67	0,56	18	0,31	0,66
4	0,61	0,58	19	0,30	0,66
5	0,57	0,59	20	0,29	0,67
6	0,53	0,60	21	0,28	0,67
7	0,49	0,60	22	0,27	0,67
8	0,46	0,61	23	0,27	0,67
9	0,44	0,62	24	0,26	0,68
10	0,42	0,62	25	0,25	0,68
11	0,40	0,63	26	0,25	0,68
12	0,38	0,64	27	0,24	0,68
13	0,37	0,64	28	0,23	0,69
14	0,35	0,64	29	0,23	0,69
15	0,34	0,65	30	0,22	0,69

Құлату призмасында дөңгелекті автомобиль жүктемені орналастыру кезінде

И.2 Үйіндіден тіреуге өту плиталары жоқ болған жағдайда құлату призмасындағы автомобиль жолдарының көлік құралдарынан түсірілетін қысымды тіреу алаңында үлестірілген деп қабылдау қажет:

а) Қабырғаның қозғалыс бағытына қатысты перпендикуляр орналасуы жағдайында дөңгелектердің әрбір қатарынан түсірілетін қысым $c \times b$ өлшемді тіреу алаңында үлестіріледі, мұндағы c – көпір осінің бойымен қарастырылып отырған дөңгелектердің қабылданатын жүктемелерінің жүру бөлігінің төсемімен жанасу ұзындығы (И.1 сурет, θ), м:

- АК жүктеменің арбалардың дөңгелектері үшін – 0,2;
 - дәл сондай, АБ жүктеменің автомобильдердің дөңгелектері үшін – 6.3.3 тармағындағы 10 кесте бойынша;

- НК-80 – 3,8, НК-120 және НК-180 – 7,7 дөңгелекті жүктемелері үшін;

b – дөңгелектердің сыртқы шектері арасындағы қашықтығына тең ені (АК жүктеменің арбалары үшін, АБ жүктеменің автомобильдерінің, НК дөңгелекті жүктеменің).

Шоғырланған қысым есептелетін қабырғаның бойымен жақтарға үлестірілетін кезде (мысалы, құлама канаттармен тіреулер), оларды α коэффициентімен ескереді, b/h (мұндағы h – қабырғаның биіктігі) қатынасына тәуелді, И.2 кесте бойынша.

Көпірдің осіне параллель орналасқан кері қабырғалары бар тіреулерде α коэффициенті ескерілмейді;

И.2 кесте – b/h байланысты α коэффициентінің мәндері

b/h	α	b/h	α
0,10	0,327	0,60	0,681
0,12	0,360	0,70	0,710
0,14	0,389	0,80	0,735
0,16	0,414	0,90	0,754
0,18	0,437	1,00	0,772
0,20	0,459	1,20	0,810
0,25	0,505	1,50	0,840
0,30	0,544	2,00	0,875
0,35	0,576	3,00	0,900
0,40	0,602	4,00	0,950
0,50	0,668	4,00 астам	1,000

б) Қабырғаның көпір осіне параллель орналасуы жағдайында дөңгелектердің әрбір қатарынан көпірдің бойымен түсірілетін қысым тіреу алаңдарына $a \times d$ өлшемімен үлестіріледі, мұндағы a – жүктемелер үшін қабылданатын ұзындық, м:

- АК – $h + 1,5$;
- АБ – $h + c$, бірақ автомобиль базасынынан астам емес;
- НК-80 – 3,8, НК-120 және НК-180 – 7,7;

h, c – И.2 бойынша, а;

d – қарастырылып отырған жүктемелердің дөңгелектерінің ені.

Барлық жағдайларда a ұзындығы қабырғаның есептелетін учаскесінің ұзындығынан аспайды.

И.3 өту плиталары (үйіндіден тіреуге қарай) бар болса грунтқа тірелуді (көпірдің осі бойынша) плита ұзындығының жартысында үйінді жағынан ескеру қажет, сонымен бірге қысымды тек осы жартыда орналасқан жылжымалы жүктеменің бөлігінен ғана қабылдау қажет және оның тіреу ұзындығының ортасында тірелген деп есептеу қажет.

К қосымшасы
(міндетті)

Маңдай кедергісінің аэродинамикалық коэффициенті

К.1 кесте – Аэродинамикалық коэффициенттерінің мәндері

Көпірлердің аралық құрылыстарының және тіреулерінің бөліктері немесе элементтері	Маңдай кедергінің c_w аэродинамикалық коэффициентінің мәндері
1 Арқалық және арка жүйелерінің аралық құрылыстарын тесіп өтетін басты фермалар:	
а) темір жол жүрумен:	
- оларда поезд бар болған кезде астымен	2,15
- поезд жоқ болған жағдайда	2,55
- фермалардың осьтері арасындағы 2 бастап 4 м дейінгі қашықтығында үстінен сәйкесінше	2,15–2,45
б) автожол	2,80
2 Арқалық тор және аралық құрылыстардың жүру бөлігінің көпір төсемі:	
а) темір жол	1,85
б) автожол	1,60
3 Тұтас арқалықтармен аралық құрылыстар:	
а) темір жол:	
- бір жолды үстінен жүретін	1,90
- екі бір жолды үстінен жүретін, екі жолды көпірдің орнатылған жалпы тіреулердегі	2,10
- тұйық қорап күйінде бір жолды	1,50
- бір жолды астынан жүріп	2,25
- екі жолды астынан жүріп	2,45
б) авто жол үстінен жүріп:	
- жалпақ басты арқалықтармен	1,70
- бір қорапты арқалықпен	1,50
- екі қорапты арқалықтармен	1,75
4 Ағаш көпірлерінің арқалықтары	1,95
5 Темір жол жылжымалы құрам, арқалық құрылыста орналасқан жүруімен:	
а) астымен	1,50
б) үстінен	1,80
6 Көпірлердің тас, бетон және темірбетон тіреулері:	
а) Көпірге көлденең :	
- тік бұрышты қима барысында	2,10
- дәл сондай, бірақ тұмсық және артқы бөліктердегі айналып аққыштармен	1,75
- домалақ қима барысында	1,40
- екі домалақ бағана күйінде	1,80
б) көпір бойымен тік бұқышты қима кезінде	2,10

К.1 кесте – Аэродинамикалық коэффициенттерінің мәндері (жалғасы)

Көпірлердің аралық құрылыстарының және тіреулерінің бөліктері немесе элементтері	Маңдай кедергінің c_w аэродинамикалық коэффициентінің мәндері
<p>7 көпірлердің ағаштан жасалған тесіп өтетін тіреулері:</p> <p>а) мұнара типті:</p> <ul style="list-style-type: none"> - көпірге көлденең 3,20 - көпірдің бойымен 2,40 <p>б) бір қатарлы және қосарланған:</p> <ul style="list-style-type: none"> - көпірге көлденең 2,50 - көпірдің бойымен 1,50 <p>8 Болат тіреулер:</p> <p>а) бір қатарлы:</p> <ul style="list-style-type: none"> - көпірге көлденең 2,50 - көпірдің бойымен 1,80 <p>б) Жазықтықтар саны 2-ден 4-ке дейін болғандағы мұнаралы 2,10–3,00</p> <p>теспе (желдің бағытына көлденең)</p> <p>9 Таяныш қоршаулары:</p> <p>а) жазықтықтар үшін үстінен жүретін көпірлерде:</p> <ul style="list-style-type: none"> - желден қорғалмаған 1,4 - жылжымалы құраммен желден жабық 0,8 <p>б) астына жүретін көпірлерде:</p> <ul style="list-style-type: none"> - теспе фермалардың элементтерімен жабылмаған жел тиетін жақтан 1,4 - теспе фермалардың элементтерімен жабылған, сол сияқты 1,1 - теспе фермалардың элементтерімен және жылжымалы құраммен жабылған, сол сияқты 0,6 	
<p>ЕСКЕРТПЕ Биіктігі бойынша бірнеше ярустардан тұратын, конструктивтік пішіндері әртүрлі тіреулер үшін жел жүктемесін тиісті аэродинамикалық коэффициенттің ескерілуімен әр ярус үшін бөлек анықтау қажет.</p>	

Л қосымшасы
(міндетті)

Нормативтік мұз жүктемесі

Л.1 Көпірлердің тіреулеріне мұздан келтірілетін жүктемені құрылыстар орналасқан аймақтағы мұзға қатысты ахуал бойынша мұздың әсері анағұрлым жоғары болатын кезеңдегі бастапқы деректердің негізінде анықтау қажет. Бұл ретте табиғи бақылаулар кезеңі кемінде бес жылға созылуы керек.

Мұздың шекті беріктілігін тәжірибе деректері бойынша анықтау қажет.

Тәжірибе деректері болмаған жағдайда төмендегілерді алуға жол беріледі:

а) республиканың I ауданы үшін:

1) мұздың оюға беріктілік шегі (жергілікті майысудың ескерілуімен) R_{z1} :

- сең жүрудің бастапқы сатысында (алғашқы қозғалыста) – 735 кПа;

- сең жүрудің ең жоғары деңгейінде – 441 кПа;

2) мұздың оюға беріктілігінің тиісті мәндерінің мұздың иілуге R_{m1} – 70 % беріктілік шегі («а» бойынша);

б) республиканың қалған аудандары үшін – мына формулалар бойынша:

$$R_{zn} = K_n R_{z1}, \quad (\text{Л.1})$$

$$R_{mn} = 0,7 R_{zn}. \quad (\text{Л.2})$$

мұнда n – республика ауданының реттік нөмірі;

K_n – республиканың осы ауданы үшін климаттық коэффициент.

Аудандардың шекарасын сең жүру шарттары бойынша республика аумағын аудандау картасына сәйкес қабылдау қажет.

Климаттық коэффициенттің K_n мәні аудандар үшін төмендегідей алынады:

- 1 – 1,0;

- 2 – 1,25;

- 3 – 1,75.

Теріс температура кезінде ашылатын өзендер үшін климаттық коэффициентті кем дегенде 2 деп алу қажет.

Егер сең жүру мұздың үстімен көктем сулары жүріп өткеннен кейін басталса, түбіне дейін қататын өзендерде мұздың ойылуға беріктілік шегін іс жүзіндегі деректер бойынша (еруі салдарынан мұздың әлсіреуінің ескерілуімен), бірақ ең жоғары деңгей кезінде сең жүру үшін белгіленген шамалардан кем болмайтындай қабылдау қажет

Л.2 Мұз жүктемесінің біркелкі әсер етуін судың есептік деңгейінен $0,3t$ төмен орналасқан нүктеге салу қажет. Бұл жерде t – 1 % қамсыздандырумен қыс мезгілінде мұздың ең қалың қалыңдығы $0,8$ деп алынатын мұздың есептелген қалыңдығы, м.

Л.3 Қозғалатын мұз айдындарынан алдыңғы шеті тік көпірлердің тіреулеріне келтірілетін жүктемені төмендегі формулалар бойынша анықталатын ең төмен мән бойынша қабылдау қажет:

- тіреу мұзды жарып өткенде

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} b t, \quad (\text{Л.3})$$

- мұз айдыны тіреумен тоқтатылғанда

$$F_2 = 1,253vt\sqrt{\psi_2 AR_{zn}}, \quad (\text{Л.4})$$

мұнда ψ_1, ψ_2 – Л.1 кесте бойынша анықталатын пішіннің коэффициенттері;

R_{zn} – құрылыс ауданы үшін мұздың ойылуға кедергісі, кПа;

b – тіреудің мұздың әсері болатын деңгейдегі ені, м;

t – мұздың қалыңдығы, м;

v – табиғи бақылаулардың деректері бойынша анықталатын мұз айдынының қозғалыс жылдамдығы, м/с, ал ол болмаған уақытта су ағысының жылдамдығына тең алынатын;

A – өтетін жерде немесе оның қасында табиғи бақылаулар бойынша белгіленетін мұз айдынының ауданы, м²

Л.1 кесте - ψ_1 және ψ_2 пішіндерінің коэффициенттері

Коэффициент	Жоспарда пішіні бар тұмсық жағы бар тіреулеріне арналған пішіннің коэффициенті							
	көп бұрыштың	тікбұрыштың	жоспарда бұрышы үшкір үшбұрыштың, град.					
			45	60	75	90	120	150
ψ_1	0,90	1,00	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00
ψ_2	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

Табиғи деректер болмаған жағдайда мұз айдынының ауданын $A = 1,75l^2$ деп алуға болады. Мұнда l – аралықтың шамасы, м, су бетінің учаскелерінде еңістер болғанда $i \geq 0,007$

$$A = 1,02tR_{mn}, \quad (\text{Л.5})$$

мұнда R_{mn} – құрылыс ауданындағы мұздың бұрылуға беріктілік шегі, кПа.

Л.4 Мұз айдыны $\varphi \leq 80^\circ$ бұрышпен көпір осіне жылжыған уақытта мұздан тіреудің тік шетіне келтірілетін жүктемені $\sin \varphi$ көбейту арқылы азайту қажет.

Л.5 Мұздың әсері бар аймақта еңіс жері бар тіреуге мұздың қысым түсіруін келесідей анықтау қажет:

а) көлденең құраушыны F_x , кН, – осы қосымшадағы (Л.3) формула бойынша және төменде көрсетілген формула бойынша алынған ең төмен шама

$$F_x = \psi R_{mn} t^2 \operatorname{tg} \beta, \quad (\text{Л.6})$$

б) тік құраушыны F_z , кН, – мына формула бойынша:

$$F_z = \frac{F_x}{\operatorname{tg} \beta}, \quad (\text{Л.7})$$

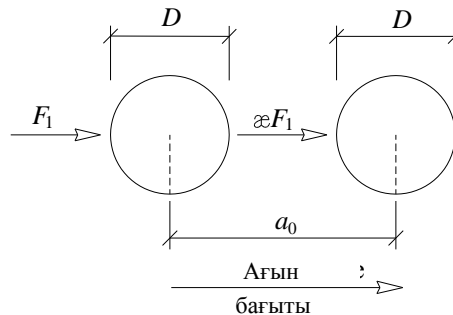
мұнда $\psi = 0,2 b/t$ тең деп алынатын, бірақ 1 кем болмайтын коэффициент;

β – тіреудің кесетінің қырының көкжиегіне көлбеу бұрыш;

R_{mn}, b, t – Л.1 – Л.3 бойынша алынады.

Л.6 Көпір өткелі жобаланып отырған ауданда мұздың жағдайы күрделі болған кезде төмендегілерден келтірілетін жүктемені ескеру керек:

- су ағысынан басқа желдің әсері болған кезде тіреуге мұз айдыны түскенде тоқтаған;
 - аңжыр массалардың қысымы;
 - су деңгейі тербелген кезде тіреуге (қадаларға немесе қада бұталарына) қатып қалған мұз жамылғысы;
 - температурасы кеңейгенде және сүйеп тұратын майнаның тіреудің бір жағында иілгіш тіреулерде мұз болған уақытта.
- Аталған жүктемелерді ҚНЖЕ 2.06.04 бойынша анықтау қажет.



Л.1 сурет – Өзен ағысының бойымен екі тіреудің бір жақтауда орналасу сызбасы

Л.7 Өзен ағысының бойымен бір жақтауда дөңгелектенген немесе оған ұқсас түрдегі (Л.1 сурет) екі тіреу орналасқан жағдайда мұздың ойылуынан түсірілетін қысымды өзен ағысымен төменгі (екінші) тіреуге жылжыған уақытта αF_1 өлшемінде алуға болады.

бұл жерде $\alpha - a_0 / D$ қатынасына байланысты болатын төменгі (екінші) тіреуге түсірілетін қысымның азаю коэффициенті (a_0 – тіреулердің осьтері арасындағы арақашықтық, D – тіреулердің диаметрі);

F_1 – ағыс бойынша мұздың ойылуынан жоғарғы (бірінші) тіреуге түсірілген қысым (Л.3 бойынша).

Коэффициент мәндерін Л.2 кесте бойынша қабылдау қажет.

Л.2 кесте – a_0 / D қатынасына байланысты астыңғы (екінші) тіреуге келтірілетін қысымның азаю коэффициенттері

a_0 / D	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
æ	0,200	0,204	0,212	0,230	0,280	0,398	0,472	0,542	0,608
a_0 / D	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6 и более	
æ	0,671	0,730	0,785	0,836	0,884	0,928	0,968	1,000	
ЕСКЕРТПЕ Аралық мәндер интерполяция бойынша анықталады.									

М қосышасы

(міндетті)

Арматураның бастапқы кернеуін жоғалтуы**М.1 кесте - Арматураның бастапқы кернеуін жоғалтуы**

Алдын ала кернеудің жоғалуына әкелетін фактор	Алдын ала кернеудің жоғалуының мәні, МПа
<p>1 Арматура кернеуінің релаксациясы:</p> <p>а) арматураның тартылуының механикалық тәсілі кезінде:</p> <p>- сымды</p> <p>- стерженді</p> <p>б) стерженді арматураның тартылуының электротермикалық және электротермо-механикалық тәсілдер кезінде</p>	$0,22 \left(\frac{\sigma_p}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma_p,$ $0,1\sigma_p - 20,$ $0,03\sigma_p.$ <p>Бұл жерде σ_p жоғалудың ескерілуісіз алынады. Егер кернеу релаксациясынан жоғалудың есептелген мәндері теріс болып қалса, оларды нөлге тең деп алу қажет.</p>
<p>2 Тіреулерге тартылу кезіндегі температуралық төмендеу (бетон қызған уақытта тартылу күшеюінің қабылдайтын тартылған арматураның температурасының әрүрлілігі)</p>	<p>B25 – B40 классындағы бетондар үшін – $1,25\Delta t$</p> <p>Классы B45 және одан жоғары бетондар үшін сол сияқты – $1,00\Delta t$, мұнда Δt – қызатын арматура мен тартылудың күшеюін қабылдайтын жылжымайтын тіреулер (қызу аймағынан тыс) арасындағы температуралық айырмашылық, °C.</p> <p>Нақты деректер болмаған уақытта есептік мәнді Δt 65 °C тең деп алу қажет. Егер стөнд температурасы қызатын арматураның температурасына тең болса немесе егер термикалық өңдеу барысында кернелетін арматура температураның түсуінен болатын жоғалтуды өтейтін шамаға тартылса, температураның түсуінен жоғалту ескерілмейді.</p>
<p>3 Тарту кезінде тартылған құрылғылардың қасында орналасқан анкерлердің деформациялануы:</p> <p>а) тіреулерге</p> <p>б) бетонға</p>	$\frac{\Delta l}{l} E_p,$ <p>мұнда Δl – әрбір анкерге 2 мм тең деп алынатын қысыммен сыналған шайбалардың қысылуы, алынған бастиектердің майысуы және т.с.с.</p> $\frac{(\Delta l_1 + \Delta l_2)}{l} E_p,$ <p>мұнда Δl_1 – анкерлердің астында шайбалардың қысылуы және шайбалар астында бетонның қысылуы, әр тігіске 0,5 мм тең, бірақ тартылатын әрбір анкерге кем дегенде 2 мм;</p> <p>Δl_2 – арматуралық элементтің анкерге қатысты деформациялануы: сым балқытпаның, бетонның, конусты бекітпенің, алынған бастиектердің көмегімен бекітілетін стакан типті анкер үшін – анкерге 2 мм; кернелген қамыттар үшін – анкерге 1 мм; К-7 класты арматуралық канаттардан жасалған түйіндердің конусты анкерлері үшін – анкерге 8 мм; шайбасы немесе қос шолағы бар сомындар нығыздалып бұралатын стерженді қамыттар үшін – мұндай қамыттарда барлық түрдегі жоғалтудың жалпы шамасын 98 МПа көлемінде ескеруге болады;</p> <p>l – тартылатын арматуралық элементтің ұзындығы, мм;</p> <p>E_p – кернелетін арматураның серпімділік модулі</p>

М.1 кесте - Арматураның бастапқы кернеуін жоғалтуы (жалғасы)

Алдын ала кернеудің жоғалуына әкелетін фактор	Алдын ала кернеудің жоғалуының мәні, МПа
<p>4 Арматураның үйкелуі:</p> <p>а) арматура бетонға тартылған уақытта жабық және ашық каналдардың қабырғаларына</p> <p>б) Бойын айналатын құрылғыларға</p>	$\sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right),$ <p>мұнда σ_p – жоғалудың ескерілуісіз қабылданады; e – табиғи логарифмдердің негізі; ω, δ – осы қосымшадағы М.2 кесте бойынша анықталатын коэффициенттер; x – тартылған құрылғыдан есептелген қимаға дейінгі ұзындық, м; θ – арматура осінің бұрылуының жиынтық бұрышы, рад.</p> $\sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \theta}} \right),$ <p>мұнда σ_p – жоғалудың ескерілуісіз қабылданады; e – табиғи логарифмдердің негізі; δ – 0,25 тең деп алынатын коэффициент; θ – арматура осінің бұрылуының жиынтық бұрышы, рад.</p> <p>Әр арматуралық элемент үшін бөлек және стендтің бойымен жылжитын (бұрылу есебінен) қисайтатын аралық тіреу құрылғыларын пайдаланған уақытта тіреу құрылғыларына үйкелуден болатын жоғалтуды ескермеуге жол беріледі.</p>
<p>5 Алдын ала кернелген темірбетон конструкцияларды тіреулерге тартып дайындаған уақытта болат пішіннің деформациялануы</p>	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s,$ <p>мұнда η – арматура домкратпен тартылған уақыттағы коэффициент мына формула бойынша анықталады:</p> $\eta = \frac{n-1}{2n},$ <p>Δl – пішіннің деформациялануының есептелуіне қарай анықталатын, алдын ала кернеу күші әрекет ететін сызықтағы тіреулердің жақындасуы; l – тіреулердің сыртқы шеттері арасындағы аралық; n – бір мезгілде тартылмайтын арматуралық элементтер тобының саны; E_s – пішіндер болатының серпімділік модулі.</p> <p>Пішіндерді дайындау технологиясы мен конструкциясы туралы деректер болмаған жағдайда пішіндердің деформациялануынан болатын жоғалтуды 30 МПа тең деп алу керек.</p>
<p>6 Бетон үшін тіреулерге тарту кезіндегі шапшаң ағатын жылжығыштық:</p> <p>а) табиғи жолмен қатаятын</p> <p>б) жылумен өңдеуге ұшыратылған</p>	$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,8 \text{ болғанда } \frac{40\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,8 \text{ болғанда } 32 + 94 \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,8 \right)$ <p>мұнда σ_{bp} – осы кестенің 1-5 поз. бойынша жоғалтудың ескерілуімен лайық келетін ұзыннан арматураның ауырлық орталықтарының деңгейінде анықталады.</p> <p>Жоғалтулар алынған нәтиженің 0,85 тең коэффициентке көбейтілуімен осы кестенің 6а поз. бойынша есептеліп шығарылады.</p>

М.1 кесте - Арматураның бастапқы кернеуін жоғалтуы (жалғасы)

Алдын ала кернеудің жоғалуына әкелетін фактор	Алдын ала кернеудің жоғалуының мәні, МПа		
7 Усадка бетона при натяжении: а) тіреулерге: - өздігінен қатаятын бетонға - жылумен өңделетін бетонға б) катаю шарттарына қарамастан бетонға	Бетон классов по прочности на сжатие		
	B35 және төмен	B40	B45 және жоғары
	40	50	60
	35	40	50
	30	35	40
Уақыт өте келе шөгудің байқалуын 7.1.7 сәйкес есепке алу қажет.			
8 Бетонның аққыштығы	$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ болғанда } 150\alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \right)$ $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ болғанда } 300\alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right)$ <p>мұнда σ_{bp} – осы кестенің 6-поз. бірдей, бірақ 1– 6 поз. бойынша жоғалтудың ескерілуімен; R_{bp} – берілетін беріктілік (7.2.13 қараңыз); α – бетон үшін төменде көрсетілгенге тең қабылданатын коэффициент: - өздігінен қатаюға – 1,0; - атмосфералық қысыммен жылумен өңделген – 0,85.</p> <p>Уақыт өте келе жылжудан жоғалудың байқалуын 7.1.7 сәйкес ескеру керек.</p>		
9 Бетонға оралатын, спиральді немесе сакиналы арматураның орамдары астындағы майысу (конструкция диаметрі d_{ext} 3 м дейін болғанда)	$70 - 0,22 d_{ext}$		
10 Блоктар арасындағы түйіспелердің қысылуының деформациялануы (блоктардан тұратын конструкциялар үшін)	$n \left(\frac{\Delta l}{l} \right) E_s,$ <p>мұнда n – конструкция тігістерінің және тартылатын арматураның ұзындығы бойынша жабдықтардың саны; Δl – түйіспелер үшін бірдей алынатын түйіспенің қысылуы: - бетонға толтырылған – 0,3 мм; - желім қатқан соң желімделген – 0,0. l – тартылатын арматураның ұзындығы, мм.</p> <p>Түйісулердің деформациялануын тәжірибе деректері негізінде өзге тәсілдермен анықтауға жол беріледі.</p>		
ЕСКЕРТПЕ Арматураның алдын ала кернеуінің жоғалуының әр түріне позиция нөмірлеріне сәйкес от σ_1 бастап, σ_{10} дейінгі белгілеулерді тағайындау.			

**М.2 кесте - Арматураның үйкелуінен алдын ала кернеудің жоғалуын анықтау
коэффициенттері**

Каналдың үсті	Арматураның үйкелуінен жоғалуды анықтауға арналған коэффициент (М.1 кестенің 4-поз. қараңыз)		
	ω	δ төмендегі түрдегі арматура кезінде	
		беріктілігі жоғары сым түйіндері, К-7 классындағы арматуралы қанаттар және тегіс стержендер	мерзімдік профилдің стержендері
Тегіс металл	0,003	0,35	0,40
Бетонға қатты канал түзгіштің (немесе полиэтилен құбырлардың) көмегімен түзілген	0,005	0,55	0,65
Гофра металл шығарылмайтын:			
- жаңа	0,0016	0,20	-
- коррозияға ұшыраған	0,003	0,30	-
Гофра полиэтилен	0,20	0,20	-

М.3 кесте – Бетонның шөгуінің және ағылуының деформациялануының нормативті мәндері

Көрсеткіш	Қысылуға беріктілік кластарындағы бетондарың шөгуінің ε_{sn} және ағылуының c_n деформациялануының нормативті мәні										
	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$c_n \cdot 10^6, \text{МПа}^{-1}$	115	107	100	92	84	75	67	55*	50*	41**	39**
$\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	400	400	365*	330*	315**	300**
<p>* Конус 1-2 см шөккенде;</p> <p>** Қоспаның қатандығы 35-30 с болғанда.</p> <p>1-ЕСКЕРТПЕ c_n және ε_{sn} анықтаған уақытта бетон кластары бетонның R_{bp} берілу беріктігіне сәйкес келуі тиіс (7.2.13 қараңыз);</p> <p>2-ЕСКЕРТПЕ Жылу мен ылғалмен өңдеуге ұшыраған бетон үшін c_n және ε_{sn} мәндерін 10 % азайту керек.</p>											

Н қосымшасы
(міндетті)

Дөңгелек темірбетон құбырлардың қатты буындарының есептелуі

Дөңгелек темірбетон құбырлардың қатты буындарын есептелген мәндерін төмендегі формула бойынша анықтау қажет болатын иілу моменттеріне (қалыпты және көлденең түсірілетін күшті есепке алмағанда) есептеуге жол беріледі.

$$M = r_d^2 p (1 - \mu) \delta, \quad (\text{Н.1})$$

мұнда r_d – буынның орташа радиусы, м;

p – төмендегіге тең деп алынатын буынға түсірілетін есептелген қысым:

- темір жол құбырлар үшін

$$1,3 (p_{vp} + p_{vk}), \quad (\text{Н.2})$$

- көлік жолы құбырлары үшін

$$1,3 p_{vp} + 1,2 p_{vk}, \quad (\text{Н.3})$$

p_{vp} – үйінді топырақтың 6.2.3 бойынша қабылданатын нормативті тігінен түсірілетін қысымы;

p_{vk} – 6.3.7 бойынша қабылданатын тігінен түсірілетін уақытша жүктемеден нормативті тігінен түсірілетін қысым;

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (\text{Н.4})$$

бұл жерде φ_n – үйінді топырақтың ішкі үйкелісінің нормативті бұрышы, град.;

δ – буынның іргетасқа немесе нығыздалған топырақ (қалыпқа келтірілген) жастықшаға сүйену жағдайына байланысты Н.1 кестесіне сәйкес қабылданатын коэффициент.

Н.1 кесте – Буынның сүйену шарттарын ескеретін коэффициенттер

Буын	Сүйену шарты	Коэффициент δ
Дөңгелек	$\alpha \geq 90^\circ$ болған нығыздалған (қалыпқа келтірілген) топырақ жастықшаға	0,25
	$\alpha \geq 120^\circ$ болғанда бетон жастықша арқылы іргетасқа (бетон, темірбетон)	0,22
Жалпақ өкшесі бар дөңгелек	Іргетасқа (бетон, темірбетон) немесе нығыздалған топырақ жастықшаға	0,22

II қосымшасы

(міндетті)

**Бетонның жылжығыштығын ескерумен майысулар
мен бұру бұрыштарын есептеу үшін темірбетон элементтері
қималарының қатаңдығын анықтау**

II.1 t_i уақыт моменттеріне түсірілген B_p^* бастапқы кернеудің немесе B_g^* тұрақты жүктеменің күштерінің ұзақ әсер ету кезінде алдын ала кернеуленген элемент қимасының қаттылығын келесі формула бойынша анықтау ұсынылады

$$B^* = \frac{k E_b I_{red}}{1 + \varphi_{lim,i}^*}, \quad (II.1)$$

мұндағы $E_b I_{red}$ – элементтің берілген тұтас қимасының қаттылығы;

k – жүктемені қысқа уақытқа түсірген кезде және 0,85 тең деп қабылдайтын бетонның серпімді емес деформациясының ықпалын ескеретін коэффициент;

$\varphi_{lim,i}^* = c_{lim,i} E_{bi}$ – бетонның жылжығыштығының шекті сипаттамасының берілген шамасы.

Уақытша жүктеменің әсерінен немесе тұрақты қысқа мерзімді жүктеменің әсерінен болатын майысуларды және бұру бұрыштарын анықтау барысында (соның ішінде бастапқы кернеудің күшінен қысқа мерзімді майысуы) (II.1) формуладағы $\varphi_{lim,i}^*$ мәнін нөлге тең деп қабылдап, ал B^* қаттылығын B ауыстыру керек.

II.2 $\varphi_{lim,i}^*$ шамаларын келесі формулалар бойынша есептеу ұсынылады:

- B_p^* қаттылығын есептеу кезінде

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p}, \quad (II.2)$$

- B_g^* қаттылығын есептеу кезінде

$$\varphi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti} (1 + \rho n_1 \mu_p) + \Phi_{ti} (\rho - 1) (\rho n_1 \mu_p)^{-1}}{\rho (1 + n_1 \mu_p)}, \quad (II.3)$$

мұндағы Φ_{ti} – тұрақты жүктемедегі бетонның бастапқы (сығу) кернеуінің II.3-бойынша арматураның бастапқы кернеуінің шекті өзгеру шамасына ($t \rightarrow \infty$ кезінде) ықпалын ескеретін функция.

II.3 Бетонның жылжығыштығының берілген сипаттамасын есептеу үшін компоненттерді анықтау $\varphi_{lim,i}^*$:

Φ_{ti} – тұрақты жүктемедегі бетонның бастапқы (сығу) кернеуінің арматураның бастапқы кернеуінің шекті өзгеру шамасына ($t \rightarrow \infty$ кезінде) ықпалын ескеретін функция және келесі формула бойынша анықталады

$$\Phi_{ti} = \frac{1,5\alpha}{1,6 + \alpha} + \frac{\alpha (\sigma_{bi} / R_{b,ser})^3}{(1 + \alpha + \beta)^3}, \quad (II.4)$$

$$\text{мұндағы } \alpha = \xi \varphi_{ti}, \quad \beta = 125 \varphi_{ti} \frac{R_{b,ser}}{E_b}, \quad \xi = \frac{\rho n_1 \mu_p}{1 + \rho n_1 \mu_p}.$$

$$\rho = 1 + \frac{A_b}{I_b} y^2 - \text{қиманың бетон бөлігінің сипаттамасы};$$

A_b, I_b – қиманың бетон бөлігінің қиманың ауырлық ортасына қатысты ауданы және инерция моменті;

y – бетон бөлігінің ауырлық ортасынан бастап қарастырылып отырған кернеуленген арматураның ауырлық ортасына дейінгі арақашықтығы;

n_1 – 7.3.16 бойынша қабылданатын арматура мен бетонның серпімділік модулінің қатынасы:

$\mu_p = A_p/A_b$ – кернеуленген арматураның арматуралау коэффициенті (көлденең қиманың $A_s \geq 0,2 A_p$ ауданы кезінде $\mu_p = (A_s + A_p)/A_b$ қабылдау керек);

$R_{b,ser}, E_b$ – бетонның екінші тобының және серпімділік модулінің мәнінің шекті күйі бойынша есептеу кезінде 24-кесте бойынша бетонның осьтік сығылуына есептік кедергісі, МПа, 29-кесте бойынша (осы кезеңнің басына), бетонның берілетін беріктігіне сәйкес R_{bp} ;

$\sigma_{bi}/R_{b,ser}$ – осы кезеңнің басындағы бетондағы кернеудің салыстырмалы деңгейі Δt ;

$\varphi_{ti} = c_{ti} E_b$ – қарастырылып отырған ұзындықта пайда болған бетонның сызықтық жылжығыштығының сипаттамасы (Δt уақыт ішінде);

c_{ti} – берілген төзу кезеңіне сәйкес келетін бетонның жылжығыштығының меншікті деформациясы, оны келесі формулалармен анықтау ұсынылады:

$$\Delta t \leq a_m \text{ кезінде} \quad c_{ti} = \frac{c_{\lim,i}}{2} \left(\frac{\Delta t}{a_m} \right)^{1/2}, \quad (\text{П.5})$$

$$\Delta t > a_m \text{ кезінде} \quad c_{ti} = c_{\lim,i} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}. \quad (\text{П.6})$$

мұндағы Δt – жүктеме түсетін моменттен бастап саналатын уақыт, тәулік;

a_m – бетонның жылжығыштық деформациясы уақытында даму жылдамдығын сипаттайтын және П.1-кесте бойынша қабылданатын параметр.

П.1-кесте – Бетонның жылжығыштық деформациясының уақытпен даму жылдамдығын сипаттайтын параметрлер

Элементтің көлденең қимасының берілген сипаттамалары, см (элементтің көлденең қимасы ауданының оның периметріне қатынасы)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0 және одан артық
Жылжығыштық деформациясының уақытпен даму жылдамдығын сипаттайтын параметрлер a_m , тәулік	55	80	110	135	165	190	250

ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 сәйкес IVA климаттық аудан бөлігінде пайдаланатын конструкциялар үшін жылдың жазғы уақытына (тамыз) a_m мәнін 35 % төмендету, ал

қысқы уақыт (ақпан) үшін –10 % ұлғайту, ал қалған айлар үшін – сызықтық интерполяция бойынша қабылдау керек;

$c_{lim,i}$ — бетонның жылжығыштығының меншікті деформацияларының шекті мәндері:

$$c_{lim,i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4, \quad (П.7)$$

мұндағы c_n — М қосымшасына сәйкес қабылданатын бетонның жылжығыштық деформациясының нормативтік мәні;

ξ_i — П.2-кестеде берілген коэффициенттер.

П.2-кесте – Конструкциялардың жұмыс шарттарын анықтайтын коэффициенттер

Конструкциялардың жұмыс шарттары	Конструкциялардың жұмыс шарттарының сипаттамасы және сәйкесінше коэффициенттердің сандық мәні						
Бетонның жобалық класының үлестеріндегі бетонның сығылуының берілу беріктігі Коэффициент ξ_1	—	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0 және одан артық
Бетонның жасы, тәулік Коэффициент ξ_2	3 және одан кем	7	28	60	90	180	360 және одан артық
Элементтің көлденең қимасының берілген сипаттамасы (П.1-кестені қараңыз), см Коэффициент ξ_3	2,5	5	7,5	10	12,5	15	20 және одан артық
Орғаның салыстырмалы ылғалдылығы*, % Коэффициент ξ_4	40 және одан кем	50	60	70	80	90	100
	1,33	1,25	1,15	1,0	0,85	0,7	0,51
* Ылғалдылық ҚР ҚНЖЕ 2.04-01 бойынша өте ыстық айдағы ауаның орташа салыстырмалы ылғалдылығы ретінде, ал конструкцияны IVA аудан бөлігіне орналастыру кезінде – бетонды сығу уақытына сәйкес келетін орташа айлық ылғалдылық ретінде қабылданады. Массивті элементтер үшін қима ауданының оның кемінде 20 см периметріне қатынасы кезінде ξ_4 мәні 0,55 тең болып қабылданады. Типтік конструкциялар үшін ξ_4 1-ге тең деп қабылдауға болады.							

Р Қосымшасы
(міндетті)

Арқандардың жұмыс шарттарының коэффициенттері

Р.1 Жұмыс шартының m_1 коэффициентін келесі формула бойынша анықтау керек

$$m_1 = 0,17 \left(\frac{D}{d} \right)^{0,264} e^{-0,000125 \frac{D}{d}}, \quad (\text{Р.1})$$

мұндағы $D = 2R$,

мұнда R - 1470 бастап 1765 Мпа дейін уақытша кедергісімен диаметрі d сымнан дайындалған бір қабатты есілген арқан бұру құрылғысында қайырылатын қисық сызықтың радиусы; бұл кезде мына шарт сақталуы тиіс: $D/d \geq 580$ және $m_1 \geq 0,85$;

$m_1 = 1$ – бұру құрылғысында жабық көтергіш арқандарды диаметрі D қисық сызық шеңбері бойынша қайыру және келесі шарттарды сақтау кезінде, мм:

$$\frac{D}{d_s} \geq 0,7d_s + 15,$$

$$10 \leq d_s \leq 50,$$

$$\frac{D}{d_s} > 52, d_s > 50.$$

мұндағы d_s — арқанның диаметрі, мм.

Созылған жабық көтергіш арқанға тегіс болат бастырмалар арқылы көлденең жүктеменің q әсерлері кезінде m_1 мәнін Р.1-кесте бойынша қабылдау керек.

Р.1 -кесте – Арқандардың жұмыс шарттарының коэффициенттері

Көлденең жүктеме q , МН/м	1	2	4,9	9,8	14,7	19,6
Коэффициент m_1	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,85

Р.2 Арқандарды соңғы анкерлерге бекіту кезінде жұмыс шарттарын коэффициентінің мәнін келесіге тең деп қабылдау керек:

- 0,95 — корпустың конусты немесе цилиндрлі қуысындағы арқанның ұшына түсті металдардың қорытпасымен құю кезінде арқанның бес еселік диаметрінен кем ұзындықта;

- 1 — корпустың конусты қуысындағы арқанның ұшына эпоксидті компаундті құю кезінде арқанның төрт еселік диаметрінен кем ұзындықта;

- 1 — сына анкерлері кезінде, алюминий төсемдерді қолдану және қуыстарды эпоксидті компаундпен толтыру;

- 1 — дөңгелек сымдардың ұштары жаншылған анкерде, оларды анкерлі плитаға қысу және қуыстарды болат бөлшектерінің толтырғыштары бар эпоксидті компаундпен толтыру.

С қосымшасы
(міндетті)

**Шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу
коэффициенттері**

**С.1-кесте - 16Д маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың
орнықтылығы бойынша есептеу үшін φ , φ_c , φ_b коэффициенттері**

Иілгіштігі $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Берілген салыстырмалы e_{ef} кезінде МСТ 6713 16Д және МСТ 14637 және МСТ 535 бойынша Ст3 маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу үшін φ , φ_c , φ_b коэффициенттері												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60 (0,58)	0,52 (0,50)	0,43 (0,41)	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68 (0,67)	0,60 (0,57)	0,52 (0,50)	0,42 (0,40)	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77 (0,76)	0,67 (0,66)	0,58 (0,56)	0,50 (0,49)	0,41 (0,40)	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76 (0,73)	0,65 (0,63)	0,56 (0,54)	0,49 (0,47)	0,40 (0,39)	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79 (0,77)	0,73 (0,70)	0,63 (0,61)	0,54 (0,52)	0,47 (0,45)	0,39 (0,38)	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,82 (0,80)	0,76 (0,73)	0,70 (0,65)	0,60 (0,57)	0,51 (0,49)	0,45 (0,43)	0,37 (0,36)	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78 (0,73)	0,72 (0,66)	0,66 (0,60)	0,57 (0,53)	0,49 (0,46)	0,43 (0,41)	0,35 (0,34)	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74 (0,66)	0,67 (0,60)	0,62 (0,54)	0,54 (0,48)	0,46 (0,42)	0,41 (0,38)	0,34 (0,32)	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69 (0,60)	0,62 (0,54)	0,57 (0,49)	0,50 (0,43)	0,43 (0,39)	0,38 (0,36)	0,32 (0,31)	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63 (0,54)	0,56 (0,49)	0,51 (0,44)	0,45 (0,40)	0,40 (0,36)	0,36 (0,33)	0,30 (0,28)	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56 (0,49)	0,49 (0,44)	0,45 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,33)	0,33 (0,30)	0,29 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49 (0,44)	0,43 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14
120	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,28)	0,29 (0,27)	0,25 (0,23)	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,38 (0,37)	0,35 (0,34)	0,33 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,27)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,30 (0,29)	0,28 (0,27)	0,26 (0,25)	0,24 (0,23)	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,11
170	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

ЕСКЕРТПЕ Сөрелерені шеттері параллель прокатты қос таврлар және қос таврлы және Н-тәрізді қималардың дәнекерлеу элементтері үшін осы қосымшаға сәйкес φ , φ_c , φ_b коэффициенттері сөрелердің жиектерінде 49 МПа аспайтын қалған жеке сығу кернеулері кезінде қолданылады. Сөрелердің жиектерінде 49 МПа жоғары алған жеке сығу кернеулері бар көрсетілген түрдегі элементтер үшін сөрелер жазықтығындағы орнықтылығы бойынша есептеу кезінде жақшаларда көрсетілген φ , φ_c , φ_b коэффициенттері қабылданады.

С.2 -кесте - 15ХСНД, 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 және 325-14Г2 маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу үшін ϕ , ϕ_c , ϕ_b коэффициенттері

Иілгіштігі $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Берілген салыстырмалы e_{ef} кезінде МСТ 6713 бойынша 15ХСНД және МСТ 19281 бойынша 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 және 325-14Г2 маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу үшін ϕ , ϕ_c , ϕ_b коэффициенттері												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,62	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56 (0,55)	0,49 (0,48)	0,40 (0,39)	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85 (0,84)	0,77 (0,76)	0,69 (0,68)	0,59 (0,58)	0,52 (0,51)	0,46 (0,45)	0,38 (0,37)	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80 (0,78)	0,72 (0,70)	0,64 (0,62)	0,54 (0,52)	0,48 (0,46)	0,43 (0,42)	0,36 (0,35)	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74 (0,71)	0,66 (0,63)	0,58 (0,56)	0,48 (0,46)	0,43 (0,41)	0,39 (0,38)	0,33 (0,32)	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67 (0,63)	0,58 (0,55)	0,51 (0,49)	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,35 (0,34)	0,30 (0,29)	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58 (0,53)	0,50 (0,46)	0,45 (0,42)	0,38 (0,35)	0,35 (0,33)	0,32 (0,31)	0,27 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,48 (0,43)	0,43 (0,39)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,28)	0,25 (0,24)	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40 (0,36)	0,38 (0,34)	0,35 (0,32)	0,30 (0,27)	0,28 (0,26)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,30 (0,28)	0,29 (0,27)	0,27 (0,26)	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,19 (0,18)	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,24 (0,23)	0,22 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17 (0,16)	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11
150	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08
ЕСКЕРТПЕ С.1-кестеге берілген ескертпені қараңыз.													

С.3-кесте – 10ХСНД, 390-14Г2АФД және 390-15Г2АФДпс маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу үшін φ , φ_c , φ_b коэффициенттері

Иілгіштігі $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Берілген салыстырмалы e_{ef} кезінде МСТ 6713 бойынша 10ХСНД және МСТ 19281 бойынша 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс маркалы болаттан дайындалған шыбықтардың және арқалықтардың орнықтылығы бойынша есептеу үшін φ , φ_c , φ_b коэффициенттері												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,70	0,63	0,55	0,45	0,35	0,29	0,25	0,23	0,21	0,18
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,84 (0,83)	0,76 (0,75)	0,68 (0,67)	0,58 (0,57)	0,51 (0,50)	0,45 (0,44)	0,37 (0,36)	0,31 (0,30)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
50	0,79 (0,77)	0,71 (0,69)	0,63 (0,61)	0,53 (0,51)	0,47 (0,45)	0,43 (0,41)	0,36 (0,34)	0,31 (0,29)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
60	0,73 (0,70)	0,65 (0,62)	0,58 (0,55)	0,48 (0,45)	0,43 (0,40)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,30 (0,27)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)
70	0,63 (0,59)	0,55 (0,51)	0,49 (0,45)	0,41 (0,37)	0,39 (0,33)	0,36 (0,30)	0,31 (0,25)	0,29 (0,23)	0,25 (0,19)	0,23 (0,17)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,16 (0,11)
80	0,53 (0,49)	0,46 (0,42)	0,42 (0,38)	0,35 (0,31)	0,33 (0,29)	0,31 (0,27)	0,26 (0,22)	0,25 (0,21)	0,22 (0,18)	0,20 (0,16)	0,18 (0,14)	0,17 (0,13)	0,14 (0,10)
90	0,43 (0,38)	0,39 (0,34)	0,37 (0,32)	0,31 (0,26)	0,29 (0,24)	0,28 (0,23)	0,24 (0,19)	0,23 (0,18)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,09)
100	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,28)	0,26 (0,23)	0,25 (0,22)	0,24 (0,21)	0,21 (0,18)	0,20 (0,17)	0,19 (0,15)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,08)
110	0,30 (0,27)	0,28 (0,25)	0,27 (0,24)	0,23 (0,20)	0,22 (0,19)	0,20 (0,17)	0,18 (0,15)	0,18 (0,15)	0,17 (0,14)	0,15 (0,12)	0,15 (0,11)	0,15 (0,10)	0,13 (0,08)
120	0,26 (0,24)	0,25 (0,23)	0,24 (0,22)	0,21 (0,19)	0,20 (0,18)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)	0,16 (0,14)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,10 (0,08)
130	0,23 (0,21)	0,22 (0,20)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,18 (0,16)	0,17 (0,15)	0,15 (0,13)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,11 (0,09)	0,10 (0,08)
140	0,21 (0,20)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,17 (0,16)	0,16 (0,15)	0,16 (0,15)	0,14 (0,13)	0,14 (0,13)	0,13 (0,12)	0,12 (0,11)	0,11 (0,10)	0,11 (0,09)	0,09 (0,08)
150	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07
160	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07
170	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
180	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06
190	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05
200	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05
ЕСКЕРТПЕ С.1-кестеге берілген ескертпені қараңыз.													

С.4 -кесте - α_R коэффициентінің мәндері

Болаттың маркасы	Прокаттың қалыңдығы, мм	α_R коэффициенттің мәні
16Д	До 20	0,0324
	от 21-40	0,0316
	41-60	0,0309
15ХСНД	8-32	0,0378
	33-50	0,0372
10ХСНД	8-40	0,0412
390-14Г2АФД	4-50	0,0415
390-15Г2АФДпс	4-32	0,0415

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

$e_{ef} = \eta e_{rel}$ формула бойынша берілген салыстырмалы эксцентриситетті анықтау кезінде η қима пішінінің әсер ету коэффициенттерін ҚР ҚНЖЕ 5.04-23 бойынша қабылдау керек, бұл жағдайда $\bar{\lambda}$ шартты иілгіштігі келесі формула бойынша есептеледі

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R, \quad (C.1)$$

мұндағы α_R — С.4-кесте бойынша қабылданатын коэффициент, бұл жағдайда $m = e_{rel}$.

Т қосымшасы
(міндетті)

Қатаңдық қырларымен бекітілген элементтердің сөрелері мен қабырғаларының орнықтылығын есептеу

Т.1 Сөрелер мен қабырғаларды ортогоналды бөлшектердің (қатаңдық қырлары, қабырғаға арналған сөре және сөреге арналған қабырға) контуры бойынша бекіткіштердің арасына орналасқан сөрелер мен қабырғалардың тікбұрышты бөліктерін (бұдан әрі – пластинкалар) орнықтылығы бойынша есептеу керек. Бұл кезде тексерілетін пластинканың есептік өлшемдері және параметрлері келесілер болып табылады:

a – көлденең қатаңдық қырларының осьтері арасындағы арақашықтыққа тең пластинканың ұзындығы;

h_{ef} – пластинканың есептік ені, келесілерге тең:

- прокатты немесе дәнекерлеу элементінде бойлық қатаңдық қырлары болмағанда – h_w белдеу осьтері немесе қорапты қиманың b_f қабырға осьтері арасындағы арақашықтық;

- сол сияқты, бұрандама қосылыстары бар құрама элементінде – белдеу бұрыштарының жақын керткітерінің арасындағы арақашықтық;

- прокатты немесе дәнекерлеу элементінде бойлық қатаңдық қырлары болғанда – белдеу (қабырға) осінен бастап h_1 және h_n ең соңғы бойлық қатаңдық қырының осіне дейінгі арақашықтық немесе h_i ($i = 2; 3; 4; 5...$) көршілес бойлық қатаңдық қырларының осьтері арасындағы арақашықтық;

- сол сияқты, бұрандама қосылыстары бар құрама элементінде – шеткі қатаңдық қырының осінен бастап h_1 және h_n белдеу бұрышының жақын керткігіне дейінгі арақашықтық немесе h_i ($i = 2; 3; 4; 5...$) көршілес бойлық қатаңдық қырларының осьтері арасындағы арақашықтық;

t – тексерілетін пластинканың қалыңдығы;

t_1, b_1 – тексерілетін пластинкаға ортогоналды табақтың қалыңдығы және есептік ені; қос таврлы қимадағы осы табақтың есептік еніне асылма енінен аспайтындай ені $\zeta_1 t_1$ табак учаскесін (тексерілетін пластинканың әр жағына), ал қорапты қимада – қорап қабырғалары арасындағы арақашықтықтың жартысынан аспайтындай ені $1/2 \zeta_2 t_1$ учаскені қосу керек (мұндағы ζ_1 және ζ_2 коэффициенттерді 8.4.7.8) бойынша анықтау керек;

$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$, мұндағы σ_x және $\bar{\sigma}_x$ Т.2 бойынша анықталады;

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}};$$

$\gamma = \beta \frac{b_1}{h_{ef}} \left(\frac{t_1}{t} \right)^3$, мұндағы β – Т.1-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

Егер тексерілетін пластинка екі және одан артық табактан тұратын пакетке шектесетін болса, t_1 және b_1 үшін көрсетілген пакетке тікелей шектесетін пакеттің бірінші табағының қалыңдығы және есептік ені қабылданады.

Т.1-кесте - β коэффициенті

Сығылған белдеуді жүру бөлігінің конструкциясымен бекіту сипаты	β коэффициентінің мәні
Табанды бұрандамалардың көмегімен белдеуге көпір білеулері бекітілген	0,3
Төзімділігі жоғары бұрамасұқпалардың және ағаш төсемдерінің көмегімен белдеуге жүру бөлігінің құрама темірбетон плиталары бекітілген	0,5
Белдеу бос	0,8
Белдеуге ортотропты плитаның табактарын қиыстырып немесе түйістіріп дәнекерлеген	2,0
Бекіткіш бөлшектердің және төзімділігі жоғары бұрандамалардың көмегімен белдеуге болаттемірбетонды аралық құрылыстың құрама жүру бөлігі бекітілген	1,5
Белдеуге төзімділігі жоғары бұрандамалардың және цемент-құм ерітіндісінің құймаларының көмегімен аралықтың барлық ұзындығына үзіліссіз болаттемірбетонды аралық құрылыстың жүру бөлігі бекітілген	20

Т.2 Пластинкалардың орнықтылығын есептеуді кернеуленген күйдегі барлық компоненттерді ескеру арқылы орындау керек – σ_x , σ_y , τ_{xy} .

σ_x , σ_y , τ_{xy} кернеулерді бойлық иілу коэффициенттерін ескермей брутто қимасы бойынша материалдың серпімді жұмысын шамалап есептеу керек.

Пластинкалардың бойлық шекаралары бойынша максималды σ_x және минималды $\bar{\sigma}_x$ қалыпты бойлық кернеулерді (сығу кезінде оң әсерлі) келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\max}, \quad (\text{T.1})$$

$$\bar{\sigma}_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\min}. \quad (\text{T.2})$$

мұндағы y_{\max} , y_{\min} – бейтарап осьтен бастап пластинканың бойлық шекарасына дейінгі максималды және минималды арақашықтық (белгіні ескерумен);

$M_m - \mu \leq 1$ кезінде бөлік шектеріндегі иілу моментінің орташа мәні; егер бөліктің ұзындығы оның есептік енінен көп болса, онда M_m бөліктің еніне тең ұзындықтағы аса кернеуленген учаске үшін есептеу керек; егер бөлік шектерінде момент белгіні өзгертетін болса, онда M_m бөлік учаскесінде бір белгінің моментімен есептеу керек.

Орташа жанасу кернеуді τ_{xy} анықтау керек:

- бойлық қатаңдық қырлары болмағанда – келесі формула бойынша

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3} \tau_{\max}, \quad (\text{T.3})$$

мұндағы
$$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t l_x}, \quad (\text{T.4})$$

- олар болған кезде – келесі формула бойынша

$$\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}, \quad (\text{T.5})$$

(Т.4) және (Т.5) формулаларында:

Q_m – бөлік шектеріндегі көлденең күштің орташа мәні, M_m сияқты анықталады;

τ_1, τ_2 – S_{\max} сәйкесінше S мәндерімен ауыстыру кезінде (Т.4) формула бойынша анықталатын пластинканың бойлық шекараларындағы жанасу кернеулердің мәндері.

Соңғы пластинканың сыртқы жиегіне әсер ететін қалыпты көлденең кернеуді σ_y (сығу кезінде оң әсерлі) келесі формула бойынша анықтау керек:

- қозғалмалы жүктемеден – формула бойынша

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \quad (\text{T.6})$$

мұндағы P – Е қосымшасы бойынша анықталатын соңғы пластинканың сыртқы жиегіндегі қысымды тарату;

- F күшінің шоғырланған қысымынан – формула бойынша

$$\sigma_y = \frac{F}{t l_{ef}}, \quad (\text{T.7})$$

мұндағы l_{ef} – жүктемені таратудың шартты ұзындығы.

Жүктемені таратудың шартты ұзындығын l_{ef} келесі формула бойынша анықтау керек:

- жүктемені тікелей арқалық белдеуі арқылы немесе рельс және белдеу арқылы беру кезінде – формула бойынша

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{\frac{I}{t}}, \quad (\text{T.8})$$

мұндағы c – дәнекерлеу және прокатты элементтер үшін 3,25 тең, төзімділігі жоғары бұрандамаларда қосылыстары бар элементтер үшін – 3,75, кәдімгі бұрандамалардағы элементтер үшін – 4,5 қабылданатын коэффициент;

I – арқалық белдеуінің инерция моменті немесе белдеу және рельстің инерция моменттерінің қосындысы;

- катоктан түсетін жүктемені рельс, ағаш жайым және арқалық белдеуі l_{ef} арқылы беру кезінде көршілес катоктар арасындағы арақашықтықтан артық емес $2h$ тең деп қабылдау керек (мұндағы h – рельстің бетінен пластинка жиегіне дейінгі арақашықтық).

Екінші және кейінгі пластинкалардың шектеріндегі көлденең қалыпты кернеуді σ_y әдеттегідей серпімділік теориясы бойынша анықтау керек.

Оларды келесі формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

- пластинканың барлық ұзындығына таралған жүктеме кезінде, – формула бойынша

$$\sigma_y = \frac{P}{t} (1 - 3v^2 + 2v^3), \quad (\text{T.9})$$

- шоғырланған жүктеме кезінде – формула бойынша

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi t l_{ef}} \left[\arctg \frac{\alpha}{v} - 3v^2 \left(1 - \frac{2}{3}v \right) \arctg \alpha \right], \quad (T.10)$$

$$(T.9) \text{ және } (T.10) \text{ формулаларында: } \alpha = 0,5 \frac{l_{ef}}{h_w}, \quad v = \frac{h_0}{h_w},$$

мұндағы h_0 – дәнекерлеу және прокатты арқалықтарда жүктелген белдеу осінен бастап немесе бұрандама қосылыстары бар арқалықтарда белдеу бұрышының жақын керткітерінен бастап тексерілетін пластинканың шекараларына дейінгі арақашықтыққа тең қабырға биіктігінің бөлігі;

h_w – қабырғаның толық биіктігі.

Т.3 Критикалық кернеулерді $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$, $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ қарастырылып отырған σ_x , σ_y , τ_{xy} кернеулердің тек біреуінің әсерінің шамасымен анықтау керек. Берілген критикалық кернеулерді $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ жалпы жағдайда пластинкалы жүйелер үшін бірінші түрінің (тепе-теңдік түрінің бифуркациясы).

Т.2, Т.4 – Т.13-кестелерде берілген пластинкалардағы критикалық кернеулерді анықтау үшін параметрлердің мәндерін сызықтық интерполяция бойынша табуға жол беріледі.

Т.4 Тек көлденең қатандық қырлары бар тұтас иілетін элементтердің қабырғаларының орнықтылығын есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} \right)^2 + \left(\frac{0,9 \tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}} \right)^2} \leq 1, \quad (T.11)$$

мұндағы $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$ – бойлық және көлденең кернеулерге сәйкесінше қалыпты критикалық кернеулер;

$\tau_{xy,cr}$ – критикалық жанасу кернеуі;

ω_1 – Т.2-кесте бойынша қабылданатын коэффициент;

$$\omega_2 = 1 + 0,5 \left(\frac{h_w}{200t} - 0,5 \right) - h_w/t > 100 \text{ кезінде автожол және қала көпірлерін есептеу}$$

барысында енгізілетін коэффициент.

Т.2-кесте – ω_1 коэффициенті

ξ	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
ω_1	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40

Критикалық кернеулерді $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ осы қосымшаның Т.4.1 – Т.4.3 бойынша есептелген берілген критикалық кернеулеріне $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ байланысты Т.3-кестедегі формулалар бойынша анықтау керек. Бұл жағдайда $\tau_{xy,cr}$ оларға қатынастарын қою арқылы $\sigma_{x,cr}$ үшін формулалар бойынша аныкталады:

$$\sigma_{x,cr} = \frac{\tau_{xy,cr}}{0,6}, \quad \sigma_{x,cr,ef} = \frac{\tau_{x,cr,ef}}{0,6}.$$

Т.4.1 Иілетін элементтің қабырға пластинкалары үшін берілген критикалық бойлық кернеуді келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \left(\frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 E, \quad (T.12)$$

мұндағы χ – 1,4 тең бұранадама қосылыстары бар элементтер үшін қабылданатын қабырғаның серпімді қысылу коэффициенті, дәнекерлеу элементтері үшін – Т.4-кесте бойынша;

ε – Т.5-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

Т.3 -кесте - критикалық кернеулерді $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$ анықтауға арналған формулалар

Болаттың маркасы	Мәндердің интервалы $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа	$\sigma_{x,cr}$ және $\sigma_{y,cr}$ анықтауға арналған формулалар*
16Д	0-196	$\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$
	196-385	$\sigma_{x,cr} = \left[-170,7 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 0,6375 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,4048 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	385 жоғары	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03114 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,9419 \cdot 10^{-3} \right) Em$
15ХСНД	0-207	$\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$
	207-524	$\sigma_{x,cr} = \left[-201,2 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,024 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,0795 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	524 жоғары	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03572 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,290 \cdot 10^{-3} \right) Em$
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	0-229	$\sigma_{x,cr} = 0,9 \sigma_{x,cr,ef} m$
	229-591	$\sigma_{x,cr} = \left[-215,8 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,238 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} - 1,1091 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	591 жоғары	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03677 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,561 \cdot 10^{-3} \right) Em$
<p>* Көлденең қалыпты критикалық кернеулерді анықтау кезінде формулаларда келесілерді ауыстырады: $\sigma_{x,cr}$ - $\sigma_{y,cr}$ және $\sigma_{x,cr,ef}$ - $\sigma_{y,cr,ef}$. Мұндағы m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.</p>		

Т.4 -кесте - χ коэффициенті

γ	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	Св. 10
χ	1,21	1,33	1,46	1,55	1,60	1,63	1,65

Т.5-кесте - ε коэффициенті

ξ	μ кезіндегі ε коэффициентінің мәні									
	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5	2 және одан артық
0	8,41	6,25	5,14	4,75	4,36	4,2	4,04	4,0	4,34	4,0
0,67	10,8	8,0	7,1	6,6	6,1	6,0	5,9	5,8	6,1	5,8
0,80	13,3	9,6	8,3	7,7	7,1	6,9	6,7	6,6	7,1	6,6
1,00	15,1	11,0	9,7	9,0	8,4	8,1	7,9	7,8	8,4	7,8
1,33	18,7	14,2	12,9	12,0	11,0	11,2	11,1	11,0	11,5	11,0
2,00	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1	23,9
3,00	54,3	54,5	58,0	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
4,00	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7

Т.4.2 Иілетін элементтің қабырға пластинкалары үшін берілген критикалық көлденең қалыпты кернеуді $\sigma_{y,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \zeta \chi z \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (\text{Т.13})$$

мұндағы ζ – пластинканың барлық ұзындығы бойынша және Т.6-кесте бойынша таралған жүктеме кезінде тең бірлікті қабылдайтын коэффициент – шоғырланған жүктеме кезінде;

χ – Т.7-кесте бойынша қабылданатын қабырғаның серпімді қысылу коэффициенті;

z – Т.8-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

Т.6–кесте – ζ коэффициенті

μ	ρ кезіндегі ζ коэффициентінің мәні											
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35
0,5	1,70	1,67	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
0,6	1,98	1,93	1,89	1,85	1,82	1,80	1,79	1,78	1,76	1,72	1,71	1,69
0,7	2,23	2,17	2,11	2,06	2,02	1,98	1,96	1,93	1,89	1,82	1,79	1,76
0,8	2,43	2,35	2,28	2,22	2,17	2,12	2,10	2,05	2,01	1,91	1,86	1,82
0,9	2,61	2,51	2,43	2,36	2,30	2,24	2,21	2,16	2,11	1,98	1,92	1,87
1,0	2,74	2,64	2,55	2,47	2,40	2,34	2,31	2,24	2,17	2,04	1,97	1,91
1,2	2,79	2,68	2,59	2,51	2,43	2,37	2,33	2,26	2,19	2,05	1,98	1,91
1,4	2,84	2,73	2,63	2,54	2,46	2,39	2,35	2,28	2,21	2,05	1,98	1,91
1,5	2,86	2,75	2,65	2,56	2,48	2,41	2,37	2,30	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0 және одан артық	2,86	2,75	2,65	2,55	2,47	2,40	2,36	2,28	2,20	2,05	1,96	1,88
ЕСКЕРТПЕ $\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}}$.												

Т.7-кесте - χ коэффициенті

γ	μ кезіндегі χ коэффициентінің мәні					
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0 және одан артық
0,25	1,19	1,19	1,20	1,20	1,19	1,18
0,5	1,24	1,29	1,30	1,32	1,32	1,32
1,0	1,28	1,36	1,41	1,47	1,52	1,56
4,0	1,32	1,45	1,57	1,73	1,97	2,21
10 және одан артық	1,34	1,49	1,65	1,88	2,51	2,95

Т.8-кесте – z коэффициенті

μ	z
0,4	4,88
0,5	5,12
0,6	5,37
0,7	5,59
0,8	5,80
1,0	6,26
1,2	6,87
1,4	7,69
1,6	8,69
1,8	9,86
2,0	11,21
2,5 және одан артық	15,28

Т.4.3 Иілетін элементтің қабырға пластинкалары үшін берілген критикалық жанасу кернеуді $\tau_{xy,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \chi \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (Т.14)$$

мұндағы d – бөліктің аз жағы (a немесе h_{ef});

$\mu_1 - a > h_{ef}$ кезінде μ тең және $a < h_{ef}$ кезінде $1/\mu$ тең қабылданатын коэффициент;

χ – бұрандамалы қосылыстары бар элементтер үшін бірлікке тең болып қабылданатын және Т.9-кесте бойынша дәнекерлеу элементтері үшін қабырғаны серпімді қысу коэффициенті.

Т.5 Сығылған аймақта көлденең қырлары және бір бойлық қыры бар тұтас иілетін элементтердің қабырға пластинкаларының орнықтылығы бойынша есептеуді келесі формулалар бойынша орындау керек:

бірінші пластинка – сығылған белдеу және бойлық қыры арасында – формула бойынша

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9 \tau_{xy}}{v_2 \tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (Т.15)$$

мұндағы ω_1 – Т.2-кесте бойынша қабылданатын коэффициент;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ – Т.2-кесте бойынша анықталатын кернеу;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$ – Т.4 сәйкес анықталатын критикалық кернеу;

екінші пластинка – созу белдігі және бойлық қыыр арасында – (Т.11) формула бойынша, бұл жағдайда $\omega_2 = 1$ қабылдау керек.

Т.9 -кесте - χ коэффициенті

γ	μ кезіндегі χ коэффициентінің мәні				
	0,5	0,67	1,0	2,0	2,5 және одан артық
0,25	1,014	1,063	1,166	1,170	1,192
0,5	1,016	1,075	1,214	1,260	1,300
1,0	1,017	1,081	1,252	1,358	1,416
2,0	1,018	1,085	1,275	1,481	1,516
5,0	1,018	1,088	1,292	1,496	1,602
10,0	1,018	1,088	1,298	1,524	1,636
10 жоғары	1,018	1,089	1,303	1,552	1,680

Т.5.1 Берілген критикалық қалыпты бойлық кернеуді $\sigma_{x,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек (Т.12), бұл кезде серпімді қысылу коэффициентін χ қабылдау керек:

- бірінші пластинка: бұрандама қосылыстары бар элементтер – $\chi = 1,3$; сол сияқты темірбетон плитамен біріктірген кезде дәнекерлеу элементтер – $\chi = 1,35$; басқа дәнекерлеу элементтер – Т.10-кесте бойынша;

- екінші пластинка – $\chi = 1$.

Т.10-кесте - χ коэффициенті

γ	0,5	1,0	2,0	5,0	10 және одан артық
χ	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

Т.5.2 Бірінші пластинкадағы берілген критикалық қалыпты бойлық кернеуді $\sigma_{x,cr,ef}$ в келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \frac{(1 + \mu^2 i^2)^2}{\mu^2 i^2} \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (\text{Т.16})$$

мұндағы i – $\mu = (a/h_1) \geq 0,7$ кезінде 1,0 және $0,7 > \mu > 0,4$ кезінде 2,0 тең деп қабылдайтын коэффициент;

χ – темірбетон плиталармен біріктірілген элементтер үшін және бұрандамалы қосылыстары бар элементтер үшін Т.11-кесте бойынша және дәнекерлеу арқалықтары үшін Т.12-кесте бойынша қабылданатын серпімді қысылу коэффициенті.

Әрекет етуші кернеу (Т.7) формула бойынша анықталғанда шоғырланған жүктеменің әсері кезінде берілген критикалық қалыпты көлденең кернеуді $\sigma_{x,cr,ef}$ 1,55 коэффициентке көбейту арқылы (Т.16) формула бойынша есептеу керек; егер бұл кезде a

$$> 2h_1 + 2l_{ef}, \text{ онда } \mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}.$$

Т.11-кесте – χ коэффициенті

μ	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0 және одан артық
χ	1,07	1,18	1,31	1,52	1,62

Т.12-кесте - χ коэффициенті

γ	μ кезіндегі χ коэффициентінің мәні							
	0,5	0,6	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2	1,06	1,07	1,13	1,17	1,31	1,32	1,29	1,25
4	1,06	1,07	1,14	1,19	1,38	1,44	1,43	1,39

Екінші пластинкадағы берілген критикалық қалыпты көлденең кернеуді $\sigma_{x,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек (Т.13), бұл кезде келесіні қабылдау керек: $\chi = 1$; z – Т.8-кесте бойынша; ζ – Т.6-кесте бойынша $\rho = 0,35$.

Т.5.3 Берілген критикалық жанасу кернеуді $\tau_{x,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек (Т.14), бұл жағдайда бірінші пластинка үшін қысылу коэффициентінің χ орнына $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$ коэффициент, екінші пластинка үшін – $\chi = 1$ қабылдануы тиіс.

Т.6 Көлденең қырлары және бірнеше бойлық қатандық қырлары бар тұтас иілетін элементтердің қабырғалары пластинкаларының орнықтылығын есептеуді келесі формулалар бойынша орындау керек:

- бірінші пластинка – сығылған белдеу және жақын қыр арасында – (Т.15) формула және (Т.12), (Т.16) және (Т.14) формулалар бойынша сәйкесінше $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ үшін;

- кейінгі сығылған пластинкалар үшін – қысылу коэффициентін қабылдай отырып, бірінші пластинкаға арналған формулалар бойынша $\chi = 1$;

- сығылып-созылған пластинка үшін – $\omega_1 = 1$ қабылдай отырып, (Т.11) формула бойынша, және Т.5-бойынша екінші пластинкаға $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ арналған сияқты (Т.12), (Т.16) және (Т.14) формулалармен.

Қабырғаның созылған аймақтың пластинкасының орнықтылығын есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (Т.17)$$

мұндағы $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ – критикалық көлденең қалыпты және жанасу кернеулері, Т.4 нұқсауларына сәйкес $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ бойынша анықталады, бұл жағдайда берілген критикалық көлденең қалыпты кернеуді $\sigma_{y,cr,ef}$ келесі формула бойынша анықтау керек

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \delta \left(\frac{100t}{a}\right)^2 E, \quad (Т.18)$$

мұндағы δ – Т.13-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

Т.13-кесте - δ коэффициенті

Пластика түрі	$\frac{a}{h_{ef}}$ кезіндегі δ коэффициентінің мәні							
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	2,0
Созылған белдеуге жанасушы	1240	1380	1520	1650	1820	2240	3860	6300
Аралық	920	970	1020	1060	1100	1190	1530	2130
ЕСКЕРТПЕ a және h_{ef} Т.1-кесте бойынша анықтау керек.								

Берілген критикалық жанасу кернеуін $\tau_{xy,cr,ef}$ келесі формулалармен анықтау керек:

- созылу белдеуіне жанасатын пластинкалар үшін, – формула бойынша

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1250 + \frac{950}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (T.19)$$

- аралық созылу пластинкасы үшін – формула бойынша

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (T.20)$$

мұндағы d – бөліктің аз жағы (a немесе h_{ef});

$\mu_1 - a > h_{ef}$ кезінде μ және $a < h_{ef}$ кезінде $1/\mu$ тең деп қабылдайтын коэффициент.

Т.7 Қиманы барлық биіктігі бойынша сығу кезінде тұтас сығылып-иілетін элементтердің қабырғаларының пластинкаларының (кергіш жүйенің, арканың немесе пилонның аралық құрылысының қаттылық арқалықтары) орнықтылығын есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{1,1\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}} + \frac{1,1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (T.21)$$

мұндағы σ_x – Т.2-сәйкес қабылданатын бойлық күштің N және иілу моментінің M_m пластинка шекарасындағы максималды бойлық қалыпты кернеу;

ω_1 – Т.2-кесте бойынша анықталатын коэффициент;

σ_y, τ_{xy} – Т.2-кестеге сәйкес анықталатын көлденең қалыпты және орташа жанасу кернеулері;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$ – Т.4 нұсқауларына сәйкес $\sigma_{x,cr,ef}, \sigma_{y,cr,ef}, \tau_{xy,cr,ef}$ бойынша анықталатын критикалық кернеу.

Созу кернеулерінің қима биіктігінің бөлігіне әсер еткен кезде есептеуді Т.4 – Т.6 бойынша тұтас иілетін элементтердің қабырғаларына арналғандай орындау керек.

У қосымшасы
(міндетті)

Төзімділікті есептеуге арналған коэффициенттер

У.1-кесте — Көпірлердің болат конструкцияларының төзімділігін есептеу үшін β кернеу концентрацияларының тиімді коэффициенттері

Есептік қиманың орналасуы және конструкцияның сипаттамасы	Болаттың маркаларына арналған β коэффициенті	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
1 Дробементті тазалаудан кейін негізгі металл бойынша және прокатты немесе дәнкерлеу жіктерінен және бұрандамаларынан тыс қималардағы жиектерді фрезерлеу, сүрлеумен өңделген бөлшектердегі өңделмеген прокатты бетпен	1,0	1,0
2 Сол сияқты, газды машина кескішпен кесілген жіктерімен:		
а) қалыпты сапа	1,1	1,2
б) таза (шаю-процесс, оттегі бүркенішімен кесу, оттегі-плазмалық)	1,0	1,0
3 Қималардағы бөлшектердің негізгі металы бойынша:		
а) құрама элементтердің жалғау бұрандамалары бойынша нетто, сонымен қатар бос саңылауда (У.1-сурет)	1,3	1,5
б) нормативтік күшке тартылған, саңылауға салынған төзімділігі жоғары бұрандамасы саңылаудағы нетто (У.2-сурет)	1,1	1,3
в) фасонкаларды осы тораптағы түйіспейтін тұтас аркалықтардың белдеулеріне және торлы фермалардың элементтеріне бекітуде төзімділігі жоғары бұрандамалардың бірінші қатары бойынша брутто (У.3-сурет)	$1,3 m_f$	$1,5 m_f$
г) сол сияқты, торапқа бекіткіште немесе екі қабырғалы элементтердің түйіспесінде:		
- қиманың ($2A_v$) тікелей жабық бөлігі кемінде: қиманың жалпы ауданының 80 % құрайды, соның ішінде екі жақты жаймалар кезінде — 60 % (У.4-сурет)	$1,4 m_f$	$1,6 m_f$
- қиманың ($2A_v$) тікелей жабық бөлігі кемінде: қиманың жалпы ауданының 60 % құрайды, соның ішінде екі жақты жаймалар кезінде — 40 % (У.4-суретті қараңыз)	$1,5 m_f$	$1,7 m_f$
д) сол сияқты, торапқа бекіткіште немесе екі қабырғалы элементтердің бір жақты жаймаларымен түйіспеде, олардағы қималардың тікелей жабық бөлігі ($2A_v$) құрайды (У.5-сурет), % қиманың жалпы ауданының:		
- 60 және одан артық	$1,6 m_f$	$1,8 m_f$
- кемінде 60	$1,7 m_f$	$1,9 m_f$
е) сол сияқты, торапқа бекіткіште немесе бір қабырғалы элементтердің бір жақты жаймаларымен түйіспеде (У.6-сурет)	$2,2 m_f$	$2,5 m_f$
4 Біркелкі ауысатын күші бар өңделмеген түйісу жігінің шекарасы бойынша қимадағы бөлшектердің негізгі металы бойынша (қалыңдығы және ені бірдей табактар түйіскен кезде)	1,5	1,8

У.1-кесте — Көпірлердің болат конструкцияларының төзімділігін есептеу үшін β кернеу концентрацияларының тиімді коэффициенттері (жалғасы)

Есептік қиманың орналасуы және конструкцияның сипаттамасы	Болаттың маркаларына арналған β коэффициенті	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
5 Түйісу жігінде табақтарды түйістірген кезде абразивті шеңбермен немесе фрезермен осы өту аймағы бойынша қимадағы бөлшектердің негізгі металы бойынша:		
а) қалыңдығы және ені бірдей	1,0	1,0
б) өте жіңішке табақ бойынша қимадағы әртүрлі ені	1,2	1,4
в) өте жұқа табақ бойынша қимадағы әртүрлі қалыңдығы	1,3	1,5
г) ауданы кіші табақ бойынша қалыңдығы және ені әртүрлі	1,6	1,9
6 Қарсы бұрыштық жіктің шекарасы бойынша қимадағы қиыстырып бекітілген элементтің негізі металы бойынша:		
а) осы жіктің катеттерге қатынасы кезінде механикалық өңдеусіз $b : a \geq 2$ (күшті бойлай үлкен b катеттің бағыты кезінде)	2,3	3,2
б) сол сияқты, катеттердің қатынасы кезінде $b : a = 1,5$	2,7	3,7
в) осы жікті механикалық өңдеу және катеттердің қатынасы кезінде $b : a \geq 2$	1,2	1,4
г) сол сияқты, катеттердің қатынасы кезінде $b : a = 1,5$	1,6	1,9
7 Қапталды бұрыштық жіктермен қиыстырып бекітілген элементтің негізгі металы бойынша, осы жіктердің ұштары бойынша қималарда оларды өңдеуге тәуелсіз	3,4	4,4
8 Диафрагманы немесе қатандық қырын бекітетін көлденең бұрыштық жіктің шекарасы бойынша қимадағы созылған арқалық белдеулерінің және ферма элементтерінің негізгі металы бойынша:		
а) жікті механикалық өңдеусіз, бірақ дәнекерлеу кезінде жіктен негізгі металға біркелкі өткенде:		
- қолмен	1,6	1,8
- флюс арқылы жартылай автоматты	1,3	1,5
б) жікті фрезбен механикалық өңдеу кезінде	1,0	1,1
9 Үздіксіз бойлық жіктермен жалғанған, жік осін бойлай әсер еткен кезде автоматпен дәнекерленген табақтардан тұратын құрама элементтердің қимасы	1,0	1,0
10 Бөлшектер үзілетін жерлердегі элементтердің негізгі металы бойынша:		
а) арқалықтар және фермалардың белдеулерінің жақтауларына түйістіріп немесе қабырғаларға және арқалық белдеулеріне, сонымен қатар ферма элементтеріне біркелкі қисық сызықты пішінде және фасонкадан белбеуге өтуді механикалық өңдеу кезінде, фасонканың қалыңдығын толықтай балқыту кезінде дәнекерленетін фасонкалар	1,2	1,4
б) үзілу орнында белдеудің енін және қалыңдығын біртіндеп азайту, толықтай балқыту және белдеулердің қабырғаға өтуін механикалық өңдеу арқылы соңғы учаскесіндегі белдеулерге қабырғаларды жалғау шартымен қос таврлы қималы қабырғадағы екі белдеу	1,3	1,6

У.1-кесте — Көпірлердің болат конструкцияларының төзімділігін есептеу үшін β кернеу концентрацияларының тиімді коэффициенттері (жалғасы)

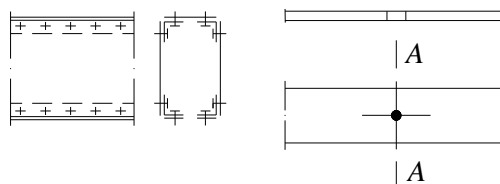
Есептік қиманың орналасуы және конструкцияның сипаттамасы	Болаттың маркаларына арналған β коэффициенті	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
в) 1:8 тік емес көлбеумен және 1:4 тік емес көлбеумен табактың енін жоққа топтастыру және жіктің ұштарын механикалық өңдеу арқылы қалыңдықтың үзілу орнын кеміту кезінде дәнекерлеу арқалығының белдеуі пакетінің бір табағы	1,2	1,4
г) элемент қимасының саңылауларымен босатылған күштерге арналған төсеме бөлшек (босату компенсаторы) оның енін жоққа келітур арқылы симметриялы азайту кезінде тік 1:1 еңспен және жіктердің ұштарын механикалық өңдеу	1,2	1,4
11 Қималардағы жүру бөлігі элементтерінің негізгі металы бойынша бекіткіштегі төзімділігі жоғары бұрандамалардың шеткі қатары бойынша:		
а) бойлық арқалықтың төменгі белдеуіне бойлық байланыстардың диагональдары, сонымен қатар көлденең арқалықтың төменгі белдеуіндегі «балықтар»	1,1	1,3
б) көлденең диафрагманың бойлық арқалықтың төменгі белдеуіне жүргізілген фасонкалар	1,3	1,5
в) бойлық арқалықтың жоғарғы белдеуіне «балықтар»	1,6	1,8
12 Жік түбінің толықтай балқуы арқылы түйіспе жігінің осі бойынша:		
а) флюспен және қолмен дәнекерлеумен, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопия (УДД) көмегімен бақылау арқылы автоматты және жартылай автоматты дәнекерлеу	1,0	1,0
б) сол сияқты, УДД бақылаусыз	1,2	1,4
13 Бұрыштық жіктің есептік қимасы бойынша:		
а) беткі жік, дәнекерлеумен орындау:		
- қолмен	2,3	3,2
- флюс арқылы автоматты және жартылай автоматты	1,9	2,4
б) қапталдағы жік	3,4	4,4
в) құрама элементті торапқа бекіту учаскесінде жікті бастырмалармен және тораптық фасонкалармен тікелей жабу кезінде оның бойлық жалғау жігін	1,5	1,7
г) арқалықтың бойлық белдеу жігі	1,7	1,9
14 Флюс арқылы бір жақты автоматты дәнекерлеумен орындалған монтаждау түйіспе жігіне өту аймағындағы ортотропты плита табағының негізгі металы бойынша:		
а) флюс-мыс төсемедегі қолмен дәнекерлеудің бірінші қабатын салу арқылы, медной подкладке, күшейте отырып механикалық өңдеуінсіз	2,4	2,7
б) сол сияқты, түйіспенің артқы жағынан күшейте отырып механикалық өңдеуімен	1,6	1,8
в) түйіріштікті металл химиялық қоспаны қолдану арқылы шынымата-мыс төсемеде, күштің механикалық өңдеуінсіз	1,5	1,65

У.1-кесте — Көпірлердің болат конструкцияларының төзімділігін есептеу үшін β кернеу концентрацияларының тиімді коэффициенттері (жалғасы)

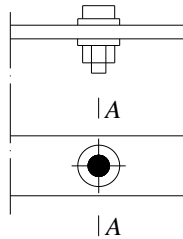
Есептік қиманың орналасуы және конструкцияның сипаттамасы	Болаттың маркаларына арналған β коэффициенті	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
15 Негізгі арқалықтың немесе ферманың белдеуімен қиыстырып оның монтажды жалғауының төбе бұрыштық жігіне өту аймағындағы ортотропты плита төсемі табағының негізгі металы бойынша: а) қолмен дәнекерлеумен орындалған б) сол сияқты, ортотропты плиталардың жақтауларына түйістіре дәнекерленетін, арқалық белдеуіне қиыстырып бекітілетін монтаждау жолақты қыстырма	6,4 3,8	7,1 4,2
16 Флюс арқылы бір жақты автоматты дәнекерлеумен орындалған негізгі арқалықтың немесе ферманың белдеуіне монтаждау түйістіріп қосуға өту аймағындағы ортотропты плита төсемі табағының негізгі металы бойынша: а) флюс-мыс төседегі қолмен дәнекерлеудің бірінші қабатын салу арқылы түйіспенің артқы жағынан күшейте отырып механикалық өңдеумен, түйістірілетін табактардың бірдей қалыңдығы кезінде б) сол сияқты, түйістірілетін табактардың әртүрлі қалыңдығы кезінде в) металл-химиялық қоспаны қолдану арқылы шынымата-мыс төседе, күшейте отырып механикалық өңдеумен, түйістірілетін табактардың бірдей қалыңдығы кезінде г) сол сияқты, түйістірілетін табактардың әртүрлі қалыңдығы кезінде	1,6 1,8 1,5 1,7	1,8 2,0 1,65 1,9
17 Бір қатарлы көлденең ортотропты плиталағы ортотропты плитаның бойлық қырын қиып өту торабы аймағындағы негізгі металл бойынша: а) бойлық қыры көлденең қырының қабырғасындағы және оған бір жағынан екі бұрыштық жікпен дәнекерленген ұштарында 15 бастап 20 мм дейінгі радиуспен дөңгелектермен V-тәрізді кескін арқылы өтеді б) бойлық қыры көлденең қырының қабырғадағы және тірек пластинкасындағы және оған бұрыштық жікпен дәнекерленген кесігі арқылы өтеді	2,2 1,3	2,4 1,5
18 Ортотропты плитаның бойлық қырының екі қатарлы ортотропты плитамен қиылысу торабының аймағындағы негізгі металы бойынша: а) таврлы бойлық қыры бойлық және көлденең қырларының сөресіне тесілген саңылау арқылы төзімділігі жоғары көденең бұрандамалармен жалғанады б) таврлы бойлық қыры көлденең арнайы қысқыштармен жалғанады	1,2 1,1	1,3 1,2

У.1-кесте — Көпірлердің болат конструкцияларының төзімділігін есептеу үшін β кернеу концентрацияларының тиімді коэффициенттері (жалғасы)

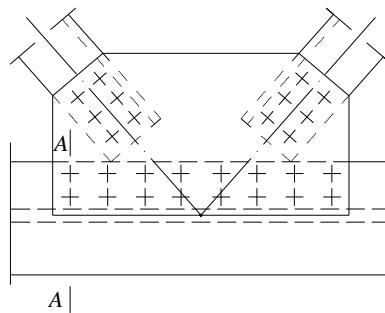
Есептік қиманың орналасуы және конструкцияның сипаттамасы	Болаттың маркаларына арналған β коэффициенті	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
19 Ортотропты плитаның тұтастай дәнекерленген монтаждау көлденең түйіспе аймағындағы жіктердің шектері бойынша ортотропты плитаның көлденең қырларының және төсеме табағының негізгі металы бойынша:		
а) төсеме табағы және бойлық қырлары бір қимаға біріктірілген кезде, жіктерді күшейте отырып механикалық өңдеусіз	2,2	2,5
б) төсеме табағының түйіскен орнынан бастап бойлық қырдың жүргізілген түйіспелерімен, жіктерді күшейте отырып механикалық өңдеусіз	2,2	2,4
в) төсеме табағының түйіскен орнынан бастап бойлық қырдың жүргізілген өңделген түйіспелерімен, төсеме табағының артқы жағынан күшейте отырып механикалық өңдеумен	2,1	2,3
20 Құрамдастырылған түйіспедегі жіктердің шекаралары бойынша төсеме табағының және ортотропты плитаның бойлық қырларының негізгі металы бойынша – қырлардағы бұрандамалы төсеменің дәнекерленген табағы:		
а) олардың соңғы учаскелерін толықтай балқытпаған бойлық қырлардағы тікбұрышты дөңгелектенген кесіктерін орналастыру арқылы, төсеме табағының түйіспе жігін күшейте отырып механикалық өңдеусіз	2,8	3,1
б) олардың соңғы учаскелерін толықтай балқыту арқылы бойлық қырлардағы өңделген жартылай дөңгелекті оюларды орналастыру арқылы, төсеме табағының артқы жағынан жікті күшейте отырып механикалық өңдеу арқылы	2,1	2,3
в) төсеме табағына жақын бойлық қырларды үзу және олардың шетжақтарының арасына қыстырмаларды қою арқылы, төсеме табағының түйіспе жігін күшейте отырып механикалық өңдеусіз	1,9	2,1
<p>ЕСКЕРТПЕ 1 m_f — жалғанатын элементтердің түйіспелері бойынша жылжулардың әсерін ескеретін және қосылыстағы n бұрандамалардың көлденең қатарларының санына байланысты У.3-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.</p> <p>ЕСКЕРТПЕ 2 Параметр n анықталады:</p> <p>— осы элемент осы торапта үзілген кезде осы элементті фасонкаға немесе түйіспе бастырмасына бекітудегі бұрандамалардың көлденең қатарларының саны (поз. 3 г, д, е);</p> <p>— фасонканы үздіксіз элементке бекітудегі бұрандамалардың көлденең қатарларының жалпы саны (поз. 3 в).</p>		



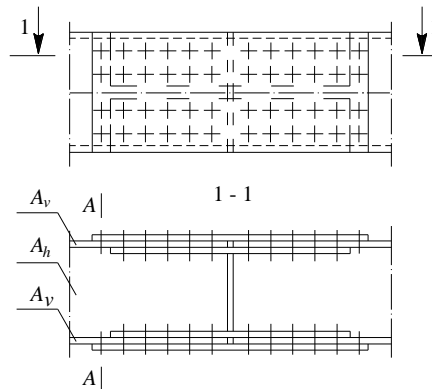
У.1-сурет – Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы құрама элементтердің жалғау бұрандамалары бойынша нетто қималарындағы, сонымен қатар бос саңылау жанындағы негізгі металл бойынша А – А



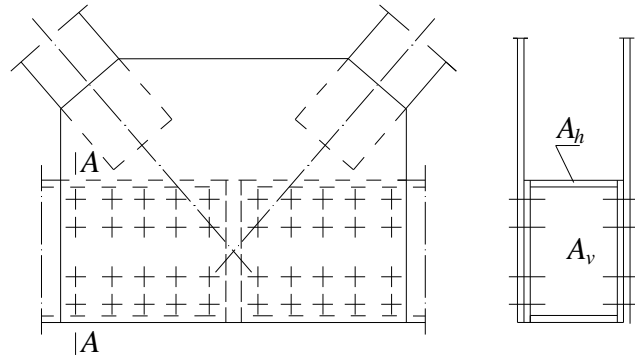
У.2-сурет - Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы нормативтік күшпен тартылған, төзімділігі жоғары бұрандама салынған саңылау жанындағы нетто қималарындағы негізгі металл бойынша А – А



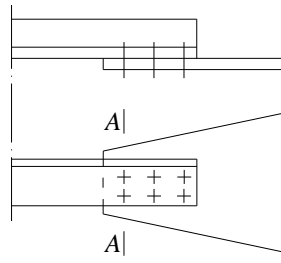
У.3-сурет - Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы осы торапта фасонкаларды тұтас арқалықтардың түйіспейтін белдеулеріне және торлы пішімдердің элементтеріне бекітудегі төзімділігі жоғары бұрандамалардың бірінші қатары бойынша брутто қимасындағы негізгі металл бойынша А – А



У.4-сурет — Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы торапқа бекітуде немесе екі қабырғалы элементтердің түйіспесіндегі төзімділігі жоғары бұрандамалардың бірінші қатары бойынша брутто қимасындағы негізгі металл бойынша А – А



У.5-сурет — Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы
орапқа бекітуде немесе біржақты жаймалары бар екі қабырғалы элементтердің
түйіспесіндегі бірінші төзімділігі жоғары бұрандамалардың бірінші қатары бойынша
брутто қимасындағы негізгі металл бойынша А – А



У.6-сурет — Төзімділігі тексерілетін есептік қиманың орналасуы
Торапқа бекітуде немесе біржақты жаймалары бар бір қабырғалы элементтердің
түйіспесіндегі бірінші төзімділігі жоғары бұрандамалардың бірінші қатары бойынша
брутто қимасындағы негізгі металл бойынша А – А

У.2 -кесте— Аспалы, керіlmелі және алдына ла кернеуленген болат аралық
құрылыстардың болат арқандарының төзімділігін есептеу үшін β_s кернеу
концентрациясының тиімді коэффициенттері

Арқанды бекітетін немесе қисайтатын құрылғылар	Коэффициент β_s
1 Сына түріндегі анкерлер	1,1
2 Арқанның ұшын корпустың конусты немесе цилиндрлі қуысында түсті металдардың қоспасымен немесе эпоксидті компаундпен құймасы бар анкерлер	1,3
3 Дөңгелек сымдардың ұштары жаншылған анкерлер, оларды анкерлі плитада қысу және болат бөлшектерден тұратын толтырғышы бар эпоксидті компаундпен қуыстарды толтыру	1,1
4 Арқанды қисайтатын құрылғылар, соның ішінде шетжақтары 5 мм рудиуспен дөңгелектенген (арқан шығатын жері) және қысқыш жаймасы 40 мм қысқарған (арнаның ұзындығымен салыстырғанда) дөңгелек арна кескіні бар тартпалар және қысқыштар: - арқанның болат жоламен және көлденең қысымымен тікелей байланысы кезінде, $q = (N/r) \leq 1$, МН/м	1,2

У.2 -кесте— Аспалы, керіlmелі және алдына ла кернеуленген болат аралық құрылыстардың болат арқандарының төзімділігін есептеу үшін β_s кернеу концентрациясының тиімді коэффициенттері (жалғасы)

Арқанды бекітетін немесе қисайтатын құрылғылар	Коэффициент β_s
- арқанның қалыңдығы $t \geq 1$ мм жұмсақ төсеме арқылы болат ложамен көлденең қысымымен байланысы кезінде, $q = (N/r) \leq 2$, МН/м	1,2
5 Аспалардың қамытттары; көлденең қысым кезіндегі арқанның ауытқусыз тартпалары және қысқыштары, МН/м:	
- $q \leq 1$ және арқанмен тікелей байланысы кезінде	1,1
- $q \leq 2$ және алыңдығы $t \geq 1$ мм жұмсақ төсеме арқылы арқанмен байланысы	1,1
ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер: N — арқандағы күш; r — қисайтатын құрылғыдағы арқанды бүгудің қисық сызық радиусы.	

У.3–кесте – m_f коэффициенті

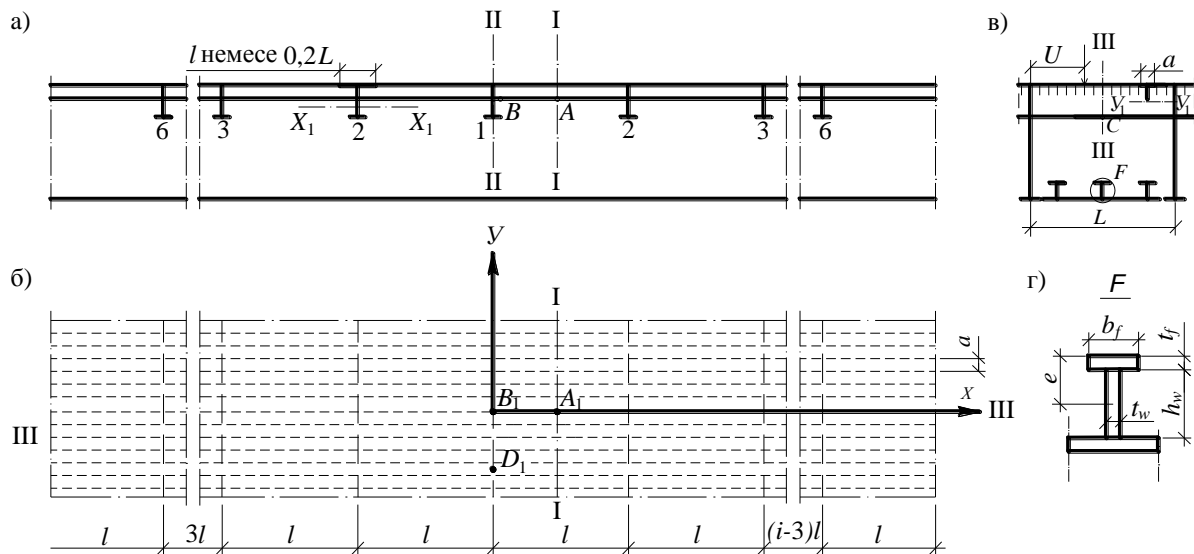
n	1–3	4–6	7–8	9–10	11–15	16 және одан артық
m_f	1,00	1,05	1,12	1,16	1,20	1,23

Ф қосымшасы
(міндетті)

Жүру бөлігінің ортотропты плитасының беріктігін және орнықтылығын есептеу

Ф.1 Ортотропты плитаны есептеу әдісі төсеме табағының қырларын және негізгі арқалықтарын бекітетін оның бірлескен жұмысын ескеруі тиіс.

Ф.2 Ортотропты плитаны жек жүйелерге шартты түрде бөлуге жол беріледі — төсеме табағының сәйкесінше учаскелерімен бойлық және көлденең қырлар (Ф.1-сурет).



1, 2, 3, ..., i — жоғарғы плитаның көлденең қырының нөмірі; а — бойлық кесік;

б — жоспар; в — көлденең кесік; г — төменгі плитаның қыры

Ф.1-сурет — Қорапты аралық құрылыс

Негізгі арқалықтар арасындағы иілу жұмысы кезіндегі ортотропты плантадағы күш

Ф.3 Ортотропты плитаның бойлық қырларындағы иілу моменттерін келесі формула бойынша анықтау керек

$$M_{sl} = M_1 + M, \quad (\text{Ф.1})$$

мұндағы M_1 — жалпы ені бойлық қырлар арасындағы a арақашықтығына тең төсеме табағының іргелес учаскелерін қосатын толық қималы жеке бойлық қырдағы иілу моменті (Ф.1, в сурет), қатты тіректердегі кесілмейтін арқалық ретінде қарастырылады; момент осы қырдың үстіне тікелей орналасқан жүктемемен орындалады;

M — бойлық және көлденең қырлардың қиылысу тораптарына түсірілетін жүктемемен әсер ету бетін жүктеу кезінде негізгі арқалықтар арасындағы ортотропты планталарды ию кезінде бойлық қырдың тірек қимасындағы иілу моменті.

Бойлық қырлардан көлденең қималы қиылысу тораптарына берілетін жүктемені қатты тіректердегі кесілмеген көп аралықты арқалықтың тірек реакциясының әсер ету сызығының көмегімен анықтау керек.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

Автожолдың ортотропты плитасының шеткі үшінші ені шектерінде және үстімен жүретін бір жолды темір жол аралық құрылыстарының ортотропты плитасында $M = 0$ қабылдау керек.

«Ортаңғы» 1 көлденең қимадағы бойлық қырдың тірек қимасындағы M иілу моментін есептеу үшін әсер ету бетінің ординаттарын (Ф.1, а сурет) келесі формула бойынша анықтау керек

$$M_{lii} = \frac{2a}{L} M_{li} \sin \pi \frac{u}{l}, \quad (\text{Ф.2})$$

мұндағы M_{li} — жүктемені i көлденең қимаға орналастыру кезінде «ортаңғы» 1 көлденең қимадағы бойлық қырдың тірек қимасындағы иілу моментінің әсер ету сызығының Ф.1-кесте бойынша қабылданатын (l көбейту арқылы) ординаттары;

l — бойлық қырының аралығы (Ф.1, б сурет);

L — көлденең қырының аралығы (Ф.1, в сурет);

u — көлденең қырының басынан бастап жүктемені орналастыру координатасы.

Ф.1-кесте – Әсер ету сызығының ординаталары $\frac{M_{li}}{l}$

Көлденең қиманың i нөмірі	z кезіндегі әсер ету сызығының ординаталары $\frac{M_{li}}{l}$				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	-0,0281	-0,0400	-0,0516	-0,0521
3	0	0,0025	-0,0016	-0,0166	-0,0348
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0,0046
5	0	-0,0001	0	0,0014	0,0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

ЕСКЕРТПЕ 1 Белгілеулер:

z — ортотропты плитаның иілу қаттылығын сипаттайтын және $z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \frac{I_{sl}}{aI_s}$, формула

бойынша анықталатын параметр

мұндағы I_{sl} — көлденең оське y_1 қатысты бойлық қырының толық қимасының инерция моменті, m^4 (Ф.1, в суретті қараңыз);

a — бойлық қырлар арасындағы арақашықтық, м;

I_s — толық көлденең қырдың инерция моменті, m^4 , - ені $0,2L$, бірақ l артық емес іргелес жатқан төсеме учаскесімен — көлденең оське x_1 қатысты (Ф.1, а суретті қараңыз).

ЕСКЕРТПЕ 2 Ф.1-кестеде i көлденең қырлардың келесі нөмірлері қабылданған: 2–6 қырлар «ортаңғы» 1 көлденең қимадан әр жаққа бір-бірінен l арақашықтықта орналасқан (Ф.1, а суретті қараңыз).

Ф.4 Темір жол аралық құрылыстарда жүру бөлігінің ортотропты плитасының төсеме табағының иілуін есептеу керек, бұл жағдайда төсеме табағының бүгілуі тексерілмейді.

Жолдарды балластта орналастыру кезінде бойлық қырлардың үстіндегі төсеме табағындағы иілу моменттердің ең көп мәндерін келесі формулалар бойынша анықтау керек:

- рельс астындағы аймақта

$$M_y = -0,1va^2, \quad (\Phi.3)$$

- аралық құрылыс осі бойынша аймақта

$$M_y = -0,08va^2, \quad (\Phi.4)$$

мұндағы v — Е.2 бойынша қабылданатын ұзындық бірлігіндегі жүктеме (Е қосымшасы).

Ортотропты плита элементтерінің беріктігін есептеу

Ф.5 Ортотропты плита элементтерінің беріктігін тексеру үшін Ф.1-суретте көрсетілген I, II, III қималардағы және A, B, C, A_1, B_1, D_1 , нүктелердегі болаттың серпімді деформациялану болжамдарындағы есептеулер нәтижесінде бойлық және көлденең қырлардың төсеме табағындағы қалыпты кернеулерді, сонымен қатар төсеме табағындағы σ_{xp}, σ_{yp} және τ_{xyp} негізгі арқалықтары арасындағы ортотропты плитаның иілу және оның аралық құрылыстың σ_{xc}, σ_{yc} және τ_{xyc} негізгі арқалықтарымен бірігіп жұмыс істеуінен түскен жанасу кернеулерін алу керек.

Ф.6 Иілу кезінде созылған бойлық қырдың ең шеткі төменгі ортотропты плитаның беріктігін тексеруді ортаңғы бойлық қырдың l аралық ортасындағы I–I қимадағы кесілмеген негізгі арқалықтардың теріс моменттері аймағында келесі формулалар бойынша орындау керек (Ф.1, в суретті қараңыз) —А нүктесі):

$$\Psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \leq R_y m, \quad (\Phi.5)$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq m_2 R_{yn} m. \quad (\Phi.6)$$

мұндағы R_y, R_{yn} — бойлық қырдың металының есептік және нормативтік кедергісі;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті;

m_1, m_2 — жұмыс шартының коэффициенттері; автожол және қала көпірлері үшін, сонымен қатар автожол өткелдерінің біріктірілген көпірлері үшін оларды Ф.2-кесте бойынша қабылдау керек; темір жол және жаяу жүргіншілер көпірлері үшін, темір жол өткелдерінің біріктірілген көпірлері үшін $m_1 = 1/\alpha$; бұл жағдайда (Ф.6) формула бойынша тексеру жүргізілмейді;

χ_1 — 0,9 тең болып қабылданатын жеке қалдық кернеулердің әсерінің коэффициенті — жолақтан, прокат бұрыштан немесе прокат таврдан орындалған бойлық қырдың ең шеткі төменгі талшығы үшін және 1,1 — бойлық қыр үшін дәнекерлеу тавры түрінде;

ψ, α — 8.4.2.3.1 және 8.4.2.2.1 бойынша анықталатын коэффициенттер.

Ф.7 Жергілікті иілу кезіндегі сығылған бойлық қырдың ең шеткі төменгі талшығының ортотропты плитасының беріктігін тексеруді ортаңғы бойлық қырдың II–II тірек қимасындағы кесілмеген негізгі арқалықтарының оң моменттері аймағында (Ф.1 а-суретті қараңыз —В нүктесі) келесі формула бойынша орындау керек

$$\Psi\sigma_{xc} + \frac{\chi_2\sigma_{xp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (\Phi.7)$$

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

мұндағы ψ , α — 8.4.2.3.1 және 8.4.2.2.1 бойынша анықталатын коэффициенттер;

χ_2 — 1,1 тең деп қабылданатын жеке қалдық кернеулердің әсерінің коэффициенті — жолақтан, прокат бұрыштан немесе прокат таврдан орындалған бойлық қырдың ең шеткі төменгі талшығы үшін және 0,9 — бойлық қыр үшін дәнекерлеу тавры түрінде;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

Ф.2 -кесте – Жолақты қырларға арналған m_1 және m_2 коэффициенттер

$\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}}$	Жолақты қырларға арналған m_1 және m_2 коэффициенттердің мәндері	
	m_1	m_2
0	0,55	1,40
0,25	0,40	1,50
0,45	0,25	1,60
0,65	0,13	1,60
ЕСКЕРТПЕ σ_{xc}/σ_{xp} аралық мәндерге арналған m_1 және m_2 коэффициенттерді сызықтық интерполяциямен анықтау керек.		

Ф.8 Көлденең арқалықтың ең шеткі төменгі талшықтың беріктігін тексеруді оның аралығының ортасында III–III қимада (Ф.1, в суретті қараңыз — С нүктесі) келесі формула бойынша орындау керек

$$\frac{\sigma_{yp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (\text{Ф.8})$$

мұндағы α — (153) және (154) формулалар бойынша анықталатын коэффициент;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

Ф.9 Төсеме табағының беріктігін есептеуді A_1 , B_1 , D_1 нүктелерде (Ф.1, б суретті қараңыз) келесі формулалар бойынша орындау керек:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 m R_y, \quad (\text{Ф.9})$$

$$\tau_{xy} \leq R_s m, \quad (\text{Ф.10})$$

мұндағы $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}$;

$\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}$;

$\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}$;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті;

m_3 — $\sigma_y = 0$ кезінде 1,15 тең немесе $\sigma_y \neq 0$ кезінде 1,10 тең коэффициент;

m_4 — автожол және қала көпірлерінің ортотропты плитасының A_1 нүктесіндегі төсеме табағының беріктігін тексеру кезінде 1,05 және барлық басқа жағдайларда 1,0 тең деп қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті.

Осы тексеруді орындау барысында есептеу ретінде жүктеулерді қабылдауға жол беріледі, олар ортотропты плитаның осы нүктесіндегі әрекет етуші кернеулердің σ_x , σ_y немесе τ_{xy} біреуінің максималды мәнені жетеді,

Ортотропты плита элементтерінің орнықтылығын есептеу

Ф.10 Бойлық қырлар, бойлық жолақты қырлар, бойлық және көлденең тавр қырларының белдеулерінің асылмалары арасындағы жергілікті орнықтылық 8.4.5.2 және 8.4.6.2 сәйкес, ал тавр қырларының қабырғалары —Т қосымшасына сәйкес қамтамасыз етілуі тиіс. Бұл жағдайда негізгі арқалықтар және аралық құрылыстың негізгі арқалықтарымен бірлескен жұмысының арасындағы ортотропты плитаны иуден түсетін кернеудің тиімсіз комбинациясын таңдау керек.

Ф.11 Бойлық қырлармен бекітілген төсем табағының жалпы орнықтылығы көлденең қырлармен қамтамасыз етілуі тиіс.

Сығылған ортотропты плитаның сығылған (сығылып-иілген) көлденең қырларының I_s (Ф.3 бойынша) инерция моментін келесі формула бойынша анықтау керек

$$I_s = \alpha \psi (k+1) \left(\frac{L}{l} \right)^3 I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}}, \quad (\text{Ф.11})$$

мұндағы α — Ф.3-кесте бойынша анықталатын коэффициент;

ψ — тең болып қабылданатын коэффициент: 0,055 — кезінде $k=1$; 0,15 — кезінде $k=2$; 0,20 — кезінде $k \geq 3$;

k — ортотропты плитаның есептелетін бойлық қырларының саны;

L — негізгі арқалықтардың қабырғалары немесе геометриялық өзгермейтін көлденең байланыстардың тораптарының ортасы арасындағы арақашықтық, м;

l — көлденең қырлар арасындағы арақашықтық, м;

I_{sl} — бойлық қырдың толық қимасының инерция моменті (Ф.3 бойынша);

σ_{xc} — болаттың серпімді деформациясы болжамында есептелген аралық құрылыстың негізгі арқалықтары бар ортотропты плитаның бірлескен жұмысынан төсеме табағындағы әрекет етуші кернеулер, МПа;

$\sigma_{x,cr,ef}$ — $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$ мәні бойынша 68-кесте бойынша есептелген кернеу, МПа

Ф.3-кесте – α коэффициенті

ω	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
α	0	0,016	0,053	0,115	0,205	0,320	0,462	0,646	0,872	1,192	1,470	2,025

Сонымен қатар $\sigma_{x,cr,ef}$ формула бойынша анықтауға болады

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A_{sl} l^2}, \quad (\text{Ф.12})$$

ЕСКЕРТПЕ 1 ω коэффициентін $\omega = \sigma_{xc} / \varphi_0 R_y$, формула бойынша анықтайды, мұндағы φ_0 $l_{ef} = l$ кезінде Ф.4-кесте бойынша анықтау керек.

Жергілікті жүктемені қабылдамайтын сығылған ортотропты плита үшін (Ф.11) формуладағы α коэффициентін 2,025 тең деп қабылдау керек, бұл бойлық қырлардың l_{ef} есептік ұзындығының көлденең қималар l арасындағы арақашықтыққа теңдігін қамтамасыз етеді.

Ф.4-кесте – φ_0 коэффициенті

Иілгіштігі λ_0, λ_1	Маркалы болат үшін φ_0 коэффициенті		
	16Д	15ХСНД	10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
0	1,00	1,00	1,00
41	1,00	1,00	1,00
44	1,00	1,00	0,96
50	1,00	0,92	0,88
53	1,00	0,87	0,83
60	0,95	0,76	0,72
70	0,83	0,64	0,59
80	0,73	0,56	0,49
90	0,64	0,50	0,43
100	0,59	0,44	0,38
110	0,53	0,39	0,33
120	0,47	0,34	0,28
130	0,41	0,30	0,25
140	0,36	0,26	0,22
150	0,32	0,23	0,20
160	0,29	0,21	0,17
170	0,26	0,19	0,16
180	0,23	0,17	0,14
190	0,21	0,15	0,13
200	0,20	0,14	0,11

Ф.12 (Ф.11) шарттарын қамтамасыз ету кезінде жалпы (сығылған және сығылып-иілген) ортотропты плитаның жалпы орнықтылығын есептеуді келесі формула бойынша орындау керек

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (\text{Ф.13})$$

мұндағы σ_{xc} — Ф.11 қараңыз;

φ_0 — λ_0 иілгіштігіне байланысты Ф.4-кесте бойынша қабылданатын бойлық иілу коэффициенті;

m — 60-кесте бойынша қабылданатын жұмыс шартының коэффициенті, 8.3.13.

Иілгіштігін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{A}{I_{sl} + a \frac{t_h^3}{11} 2\theta \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4}}, \quad (\text{Ф.14})$$

мұндағы l_{ef} — $l_{ef} = l \sqrt{\frac{1}{\omega}}$ формуламен анықталатын бойлық қырлардың есептік

(еркін) ұзындығы; мұнда ω коэффициентін келесі мән бойынша Ф.3-кестеден табады

$$\alpha = \frac{1}{\psi \cdot (k+1) I_{sl}} \left(\frac{l}{L}\right)^3 I_s, \quad (\text{Ф.15})$$

I_s, I_{sl} және l — Ф.3 қараңыз;

a — бойлық қырлар арасындағы арақашықтық, м;

t_h — төсеме табағының қалыңдығы, м;

ξ — 1,0 тең деп қабылданатын — төменгі белдеудің ортотропты плитасы үшін және Ф.5-кесте бойынша — негізгі қорапты жоғарғы белдеудің плиталары үшін қабылданатын коэффициент;

A — бойлық қырдың толық қимасының ауданы, м²;

$$\theta = 1 + \frac{5,5I_t}{at_h^3},$$

мұндағы I_t — таза айналдыру кезінде бойлық қырдың толық қимасының инерция моменті.

Ф.5-кесте — ξ коэффициенті

f/i	ξ коэффициенті
0	1,00
0,01	0,75
0,05	0,70
0,10	0,66
ЕСКЕРТПЕ Белгілеулер: f — көлденең қырлар арасындағы бойлық қырдың бүгілуі, м; i — бойлық қырдың толық қимасының инерция радиусы, м.	

Темір жол көпірлерінің сығылып-иілген ортотропты плитасын $\xi = 1,0$ кезінде (Ф.14) формула бойынша иілгіштігін қабылдай отырып, (178) формула бойынша жалпы орнықтылығын тексеру керек.

Ф.13 Орнықтылығын иілу-бұрау кезінде қорапты негізгі арқалықтардың төменгі белдеуінің сығылған ортотропты плитаның таврлы бойлық қырларын (Ф.1, в, г суретті қараңыз) λ_1 иілгіштігіне байланысты бойлық иілу φ_0 коэффициентін қабылдай отырып, (Ф.13) формула бойынша есептеу керек

Иілгіштігін λ_1 келесі формула бойынша анықтау керек

$$\lambda_1 = l \sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0,04l^2 I_t}}, \quad (\text{Ф.16})$$

мұндағы $I_p = I_y + I_z + A(h_w - e)^2$;

l — Ф.3 қараңыз;

h_w — қырының қабырғасының биіктігі, м, қалыңдығы t_w (Ф.1, г суретті қараңыз);

e — ені b_f , қалыңдығы t_f сөрениң ауырлық ортасынан бастап таврлы бойлық қырдың ауырлық ортасына дейінгі арақашықтығы, м (Ф.1, г суретті қараңыз);

I_y, I_z — көлденең оське y және тік оське z қатысты таврлы бойлық қырдың қима инерциясының моментіне сәйкес;

$$I_{\omega} = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36}, \quad (\Phi.17)$$

$$I_t = \frac{1}{3} (b_f t_f^3 + h_w t_w^3), \quad (\Phi.18)$$

$$A = b_f t_f + h_w t_w. \quad (\Phi.19)$$

Бойлық қырдың таврлы қимасының элементтерінің жергілікті орнықтылығын қамтамасыз ету үшін сөренің және қабырғаның қалыңдығы 8.4.5.2 талаптарына сәйкес келеді:

- $b_f > 0,3h_w$ кезінде толық қиманың бойлық қырын қос таврлы деп санау керек;
- $b_f = 0$ кезінде толық қиманың бойлық қырын таврлы деп санау керек;
- $0 < b_f \leq 0,3h_w$ кезінде қабырға қалыңдығына қойылатын талаптар қос тавр және

тавр үшін нормалар арасында сызықтық интерполяциямен анықталады ($b_f = 0$).

Х қосымшасы

(міндетті)

**Бетонның жылжығыштығын, дірілді жылжығыштығын және
болаттемірбетон конструкцияларындағы көлденең жіктерді сығуды есептеу**

Х.1 Статикалық анықталатын конструкциялардағы бетонның жылжығыштығын есептеу кезінде көлденең қимасы шектерінде тепе-тең кернеулерді (бұдан әрі - ішкі кернеулер) және сәйкесінше деформацияларды анықтау керек.

Тегіс қабырғасы бар болат арқалықтан және онымен жүру деңгейінде біріктірілген темірбетон плитадан тұратын конструкциялар үшін (Х.1-сурет) жалпы жағдайда бетонның жылжығыштығының ішкі кернеулерін келесі формулалар бойынша анықтау керек:

- қиманың (созылу) бетон бөлігінің ауырлық ортасы деңгейінде

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha\sigma_{b1}, \quad (X.1)$$

- болат арқалықтың төменгі белдеуінің шеткі фибрасында (созу немесе сығу)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right), \quad (X.2)$$

- болат арқалықтың жоғарғы фибрасында (сығу)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right), \quad (X.3)$$

- $E_r = E_{rs} = E_{st}$ кезінде кернеуленбейтін арматураның шеткі қатарының шыбықтарында (сығу)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right), \quad (X.4)$$

- кернеуленетін арматураның бастапқы кернеуінің жоғалыу (сығу)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right), \quad (X.5)$$

- бетонның шеткі фибрасында (созу)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \sigma_{sb,kr}, \quad (X.6)$$

Бетонның қимасының ауырлық ортасы деңгейінде бетонның жылжығыштығының салыстырмалы деформацияларын (Х.1-суретті қараңыз) келесі формулалар бойынша есептеу керек:

- қиманың болат бөлігіндегі кернеулерге сәйкес салыстырмалы деформациялар,

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \frac{\sigma_{b1}}{E_b}, \quad (X.7)$$

- қиманың бетон бөлігіндегі кернеулерге сәйкес салыстырмалы деформациялар,

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}, \quad (X.8)$$

(Х.1) – (Х.8) формулаларында:

α, β, ν — қиманың бетон және болат бөлігіндегі иілгіштігіне байланысты және келесі формулалар бойынша анықталатын параметрлер:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0,5\varphi_{kr} + \nu + 1}, \quad (X.9)$$

$$\beta = \alpha \nu, \quad (X.10)$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b} \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}} \right). \quad (X.11)$$

мұндағы $\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$ — бетонның жылжығыштығының шекті сипаттамасы;

γ_f — жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті 8-кесте бойынша қабылданады;

c_n — 7.1.7-кесте және II қосымшасының талаптарын ескере отырып М қосымшасы бойынша анықталатын бетонның жылжығыштығының нормативтік деформациясы;

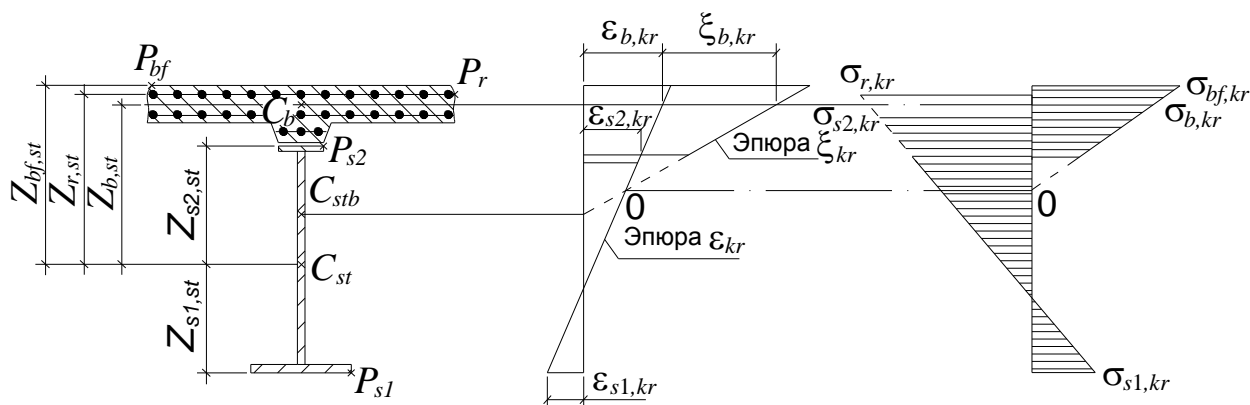
$\sigma_{b1}, \sigma_{bf,1}$ — қиманың ауырлық ортасы деңгейіндегі және бетонның шеткі фибрасындағы тұрақты жүктемелерден және әсерлерден түсетін бастапқы сығу кернеуі;

$\sigma_{sbf,kr}$ — бетонның шеткі фибрасының деңгейіндегі шартты кернеу, МПа,

формуламен анықталады, $\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}} \right)$;

$A_{st}, I_{st}, W_{s1,st}, W_{s2,st}, W_{rf,st}$ — сәйкесінше ауданы, инерция моменті, арқалықтардың төменгі және жоғарғы белдеулерінің және арматураны қосқанда, қиманың болат бөлігінің брутто арматураның шеткі қатарының кедергі моменттері;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rp}}$ — 9.1.12 бойынша келтіру коэффициенті.



Х.1-сурет — Салыстырмалы деформациялардың және бетонның жылжығыштығынан түсетін ішкі кедергілердің эпюралары

Қалған белгілеулер 9.1.4, 9.2.1.1 және Х.1-суретіне сәйкес келеді.

Х.2 Бетонның жылжығыштығын $E_{ef,kr}$, бетонның шартты серпімділік модулін есептеуге енгізумен ескеруге жол беріледі, егер статикалық анықталатын конструкцияда

бетондағы кернеуді тудыратын барлық тұрақты жүктемелер бір кезеңде және бір жұмыс схемасымен беріледі. $E_{ef,kr}$ модулін келесі формула бойынша анықтау керек

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0,5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr})\nu + 0,5\varphi_{kr} + 1} E_b, \quad (X.12)$$

мұндағы ν, φ_{kr} — X.1 сияқты.

Қиманың i -ші фибрасы үшін бетонның жылжығыштығының ішкі кернеулерін келесі формула бойынша есептеу керек

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (X.13)$$

мұндағы $\sigma_{i,ef}, \sigma_i$ — сәйкесінше $E_{ef,kr}$ және E_b бетонның серпімділік модулі кезінде алынған тұрақты жүктемелердің кернеуі, МПа

X.3 Статикалық анықталмайтын конструкцияларда бетонның жылжығыштығын ескеру кезінде ішкі кернеулерді және сыртқы күш факторларын (тірек реакциялары, иілу моменттері және басқалар), сонымен қатар сәйкесінше деформацияларды анықтау керек.

Ішкі кернеулерді және сыртқы күш факторларын қиманың бетон бөлігінің ауырлық ортасындағы $\sigma_{b,kr} A_b$ күштерді жүктеме үшін қабылдай отырып жүйелі шамалау әдісімен есептеуге жол беріледі ($\sigma_{b,kr}$ және A_b X.1-кесте бойынша қабылдайды).

Бұл жағдайда күш әдісімен есептеуді орындай отырып, қиманың бетон бөлігін келесі түрде ескеру керек: $E_{ef,kr}$ модулімен (X.2-кестені қараңыз) — негізгі және жанама жылжытуларды анықтаған жағдайда; E_b модулімен — жылжығыштықтан туындаған сыртқы күш факторларынан бетонның ауырлық ортасындағы кернеулерді анықтау кезінде. Жүйелі жуықтаулар кезінде $\sigma_{b,kr}$ және $E_{ef,kr}$ анықтау үшін қолданылатын жылжығыштықтың шекті сипаттамасының мәндері φ_{kr} арқылы көрсетілген, X.1-кестеде берілген.

X.1 -кесте – Бетонның жылжығыштығы сипаттамаларының шекті мәндері

Жуықтау нөмірі	Есептеу кезіндегі φ_{kr} бетонның жылжығыштығының шекті сипаттамаларының мәні	
	қиманың бетон бөлігінің ауырлық ортасы деңгейіндегі бетонның жылжығыштық кернеуі $\sigma_{b,kr}$	негізгі және жанама жылжытулар
1	φ_{kr}	$0,5\varphi_{kr}$
2	$0,5\varphi_{kr}$	$0,38\varphi_{kr}$
3	$0,38\varphi_{kr}$	$0,32\varphi_{kr}$

X.4 Бетонның жылжығыштығынан конструкцияның майысуларын бетон қимасының ауырлық ортасы деңгейіне түсірілген $\sigma_{b,kr} A_b$, күштің әсерімен қиманың болат бөлігін қарастыра отырып анықтау керек. Статикалық анықталған конструкциялар үшін $\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$ теңдік орын алады, статикалық анықталмаған жүйелер үшін σ_{kr} ішкі кернеулердің және жылжығыштықтан туындаған сыртқы күш факторларының кернеуінің қосындысына тең.

Х.5 Бетонмен тұтас құйылған құрама темірбетон плитаның көлденең жіктерінің сығылу деформациясын есептеулерде ескеру керек, егер плитаның бойлық арматурасы жіктерге түйіспеген болса және бұл кезде плитада бойлық бағытта бастапқы кернеу болмаса.

Көлденең жіктердің сығылу деформациясын $\alpha, \beta, E_{ef,kr}$ үшін формулаға (Х.1 және Х.2-кестені қараңыз) бетонның жылжығыштығының жалпы сипаттамасын және келесі формула бойынша анықталатын көлденең жіктерді сығуды $\varphi_{kr,d}$ енгізуді ескеру керек

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0,2R_b L}, \quad (\text{X.14})$$

мұндағы L — тұрақты жүктемелермен және әсерлермен сығылған темірбетон плитаның ұзындығы;

$\sum \Delta_d$ — L ұзындығында орналасқан көлденең жіктерді сығудың жалпы деформациясы, м;

φ_{kr} — сол сияқты, Х.1;

E_b, R_b — 7.2.6 және 7.2.14 бойынша қабылдайды.

Тәжірибелі мәліметтер болмаған кезде Δ_d , мәнін келесі формула бойынша есептеуге болады, см,

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035b_d, \quad (\text{X.15})$$

мұндағы b_d — жіктің ені (құрама плиталардың шетжақтары арасындағы саңылау).

Х.6 Бетонның дірілді жылжығыштығын есептеуді Х.2-кесте бойынша есептелген бетонның серпімділігінің шартты модулінің E_{vkr} , есебіне $\varphi_{kr} - \varphi_{vkr}$, ауыстыру арқылы енгізумен орындайды, келесі формула бойынша анықталады

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_1}{1+\rho_1} \varphi_{kr} + (1-\rho_1)(0,388c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) E_b, \quad (\text{X.16})$$

мұндағы $\rho_1 = \frac{\sigma_{\min,1}}{\sigma_{\max,1}}$ — дірілді жылжығыштықты және жылжығыштықты ескермей

анықталған бетондағы бастапқы кернеулердің кезеңінің сипаттамасы;

φ_{kr}, c_n — Х.1-кестедегідей.

Ц қосымшасы
(міндетті)

**Болаттемірбетонды арқалықтардағы бетонның шөгуінен және
температура әсерлерінен болатын кернеуді анықтау**

Ц.1 Тұтас қабырғалы болат арқалықтан тұратын және онымен жүру деңгейінде темірбетон плитамен біріктірілген статикалық анықталатын конструкция үшін болаттағы және бетондағы кернеуді келесі формулалар бойынша анықтау керек:

а) бетонның шөгуі

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z - v_{shr} \right), \quad (\text{Ц.1})$$

мұндағы $A_{stb,shr}$, $I_{stb,shr}$ — болатқа берілген сәйкесінше аудан және болаттемірбетонды арқалықтың көлденең қима брутто инерциясының моменті, 9.1.8 бойынша анықталатын бетонның серпімділік модулі кезінде $E_{ef,shr}$;

A_{st} — темірбетон плитаның арматурасын қосқанда қиманың болат бөлігінің ауданы;
 $S_{shr} = A_{st,stb} Z_{st,stb}$,

мұндағы $Z_{st,stb}$ — $A_{stb,shr}$ ауырлық ортасынан A_{st} ауырлық ортасына дейінгі арақашықтық;

Z — $A_{stb,shr}$ ауырлық ортасынан фибраға дейінгі арақашықтық, мұндағы σ_{shr} (төмен қабылданған Z осінің оң бағыты) формула бойынша анықталады;

$v_{shr} = 0$; $v_{shr} = 1$ — сәйкесінше бетондағы және болаттағы кернеулерді анықтаған кезде;

E — кернеулерді анықтаған кезде тең деп қабылдау керек:

- бетонда — $E_{ef,shr}$;

- болат арқалықта — E_{st} ;

- кернеуленбеген арматурада — E_{rs} ;

- кернеуленген арматурада — E_{rp} ;

ε_{shr} — 9.1.8 бойынша қабылданатын бетонның шөгуінің шекті салыстырмалы деформациясы;

б) температура әсерлерінен

$$\sigma_t = \alpha t_{\max} E \left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - v \right), \quad (\text{Ц.2})$$

мұндағы $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ — бола және бетонның сызықтық ұлғаю коэффициенті;

$t_{\max} = \gamma_f t_{n,\max}$;

мұндағы γ_f — 18-кесте бойынша қабылдайды;

$t_{n,\max}$ — 9.1.9 бойынша қабылдайды;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

E — сәйкесінше бетондағы, болат арқалықтағы, кернеуленген және кернеуленбеген арматурадағы кернеулерді анықтау кезінде $E_b, E_{st}, E_{rs}, E_{rp}$ тең деп қабылданады;

$A_{stb,t}, I_{stb,t}$ — болатқа берілген ауданы және болаттемірбетон арқалықтың көлденең қиманың брутто инерциясының моменті;

Z — $A_{stb,t}$ ауырлық ортасынан фибраға дейінгі арақашықтық, мұндағы анықталады σ_t .

Конструкцияның болат бөлігінің температурасы көтерілгенде немесе төмендегенде (Ц.2) формулада қабылдау керек:

$$A_t = 0,8A_{wt} + 0,3A_{s1,t}, \quad (\text{Ц.3})$$

$$S_t = (0,4h_w - 0,8Z_{b1,stb})A_{wt} + 0,3A_{s1,t}Z_{s1,stb}, \quad (\text{Ц.4})$$

$$v = v_{ii},$$

мұндағы A_{wt} — болат тік элементтердің ауданы (қабырғалар, белдеу бұрыштарының тік сөрелері, ламельдер);

$A_{s1,t}$ — төменгі бедеудің көлденең болат элементтердің ауданы.

Темірбетон плитаның температурасы көтерілген жағдайда (Ц.2) формулада келесіні қабылдау керек:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b} \left[1 - \left(1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right], \quad (\text{Ц.5})$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b} (Z_{bf,stb} - 8), \quad (\text{Ц.6})$$

$$v = v'_{ii},$$

мұндағы b_{sl}, t_{sl} , см, — 9.1.11 бойынша қабылдайды.

Кернеу анықталатын i -ші қима нүктесіне жататын v_{ii} и v'_{ii} , шамаларды 9.1.9 бойынша қабылдау керек.

(Ц.3)–(Ц.6) формулаларда қабылданған қалған белгілеулер 9.1.4 және 14-суретіне сәйкес келеді.

Ц.2 Температура әсерлеріне және бетонның шөгуіне статикалық анықталмаған жүйелерді есептеу кезінде қиманың геометриялық сипаттамаларын Ц.1-кесте бойынша қабылдау керек.

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

учаскенің ұзындығы ортасынан түзу сызықты эпюра бойынша екі жаққа өзгертіндігін ескеру керек (Ш.1-суретті қараңыз); бұл кезде тірек жанындағы учаскенің ортасындағы ордината келесі формула бойынша анықталады

$$s_{pQ} = \frac{1,15S_{pQ}}{a_e}, \quad (\text{Ш.3})$$

Ш.3 Жергілікті шоғырланған жылжытушы күштерін (төзімділігі жоғары анкерленген арматурадан, ванталардың жанасуынан немесе қиғаш тіректерден және т.б.) S_{cN} плитаның соңынан алыстатылған аймақтарға таратуды негізінің $2a_e$ ұзындығымен симметриялы үшбұрышты эпюра бойынша қабылдау керек (Ш.1-суретті қараңыз).

Ш.4 Есептеу учаскелерінің жылжытушы күштерін анықтау кезінде келесілерді қабылдау керек (Ш.1-суретті қараңыз):

$I = 0,18(H + b_{sl})$; $II = 0,36(H + b_{sl})$ — соңғы учаскелер үшін және шоғырланған күш түскен орындарда, сонымен қатар аталған учаскеге іргелес жатқан жерлерде;

$III \leq 0,8(H + b_{sl})$; $IV \leq 1,6(H + b_{sl})$ — аралықтың шеткі және ортаңғы төрттен бір бөлігіндегі аралық құрылыстың қалған ұзындығында.

ІІ қосымшасы

(міндетті)

Иілгіш тіреуіштермен және анкерлермен темірбетонды және болатты біріктіру беріктігін есептеу

ІІ.1 Икемді бір тірекке тең келетін жылжытушы күш S_h , кН, келесі беріктік шарттарына жауап беруі тиіс:

- прокатты швеллер, қос тавров, қырларын бекіткіштері жоқ бұрыштар түріндегі иілгіш тіреуіштер үшін

$$S_h \leq 0,55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dr}\sqrt{10R_b}, \quad (\text{ІІ.1})$$

- $2,5 < l/d \leq 4,2$ кезінде дөңгелек шыбықтар түріндегі иілгіш тіреуіштер үшін

$$S_h \leq 0,24ld\sqrt{10R_b}, \quad (\text{ІІ.2})$$

- $l/d > 4,2$ кезінде дөңгелек шыбықтар түріндегі иілгіш тіреуіштер үшін

$$S_h \leq d^2\sqrt{10R_b}, \quad (\text{ІІ.3})$$

Дөңгелек шыбықтар түріндегі иілгіш тіреуіштер үшін, сонымен қатар келесі шартты орындау керек

$$S_1 \leq 0,063d^2mR_y, \quad (\text{ІІ.4})$$

(ІІ.1) – (ІІ.4) формулаларда:

t_{fr} — дөңгелектеу радиусының және прокатты профил сөресінің ең жоғары қалыңдығының қосындысы, см;

t_w — прокатты профил қабырғасының қалыңдығы, см;

l — иілгіш тіреуіштің дөңгелек шыбығының ұзындығы, см;

d — иілгіш тіреуіш шыбығының немесе анкердің диаметрі, см;

b_{dr} — бетонды тіреуішпен жапыру ауданының ені, см;

R_b, R_y, m — 9.2.1.1-тт. сәйкес қабылдайды.

ІІ.2 Дөңгелек қиманың арматура болатынан бір көлбеу анкерге (тегіс немесе мерзімдік кескін) немесе ілмек анкердің бір тармағына келетін жылжытушы күш S_h , келесі шарттарға жауап беруі тиіс:

$$S_h \leq 0,1A_{an}mR_y \cos \alpha + d^2\sqrt{10R_b} \sin \alpha, \quad (\text{ІІ.5})$$

$$S_h \leq 0,1A_{an}mR_y (\cos \alpha + 0,8 \sin \alpha). \quad (\text{ІІ.6})$$

мұндағы A_{an} — анкер шыбығының немесе анкер тармағының көлденең қимасының ауданы, см²;

α — болат конструкцияның бетіндегі анкердің көлбеу бұрышы.

Жоспарға қосылған анкерлер үшін (ІІ.5) және (ІІ.6) формулалардағы $\cos \alpha$ орнына $\cos \alpha \cdot \cos \beta$, туындысын қою керек, мұндағы β — анкердің көлденең проекциясы және жылжытушы күш әрекетінің бағыты арасындағы бұрыш.

Сығылған көлбеу анкерлермен қабылданатын жылжытушы күш есептелген учаскедегі әрекет ететін толықтай жылжытушы күштің 25 % аспауы тиіс.

ІЦ.3 Темірбетон бөлігін S_n жылжытушы күштің қалыңдығы t_{an} 8 бастап 20 мм дейін және ені 20 бастап 80 мм дейін жолақты болаттан тұратын, бір анкерге немесе ілмек анкердің бір тармағына келетін көлбеу анкерлердің көмегімен болат бөлігімен біріктіру кезінде d^2 мәнін $t_{an}\sqrt{A_{an}}$ (мұндағы t_{an} —сантиметрмен есептегенде) формуласына ауыстырып (ІЦ.5) формула бойынша және (ІЦ.6) формула бойынша тексеру керек.

ІЦ.4 Егер көлбеу немесе тік анкерлер жоғары темірбетон қырында тұратын болса және онда негізгі созу кернеулерін қабылдау үшін қолданылса, көлбеу анкерлердегі созу күштерін қарапайым темірбетонның арматураның қайыруларын, ал тік анкерлерде – қарапайым темірбетон қамыттарындағы күштерге ұқсас анықтау керек. Осы созу күшін және темірбетон және болат арасындағы жылжытушы күшті қабылдау үшін анкер қимасының жеткіліктігін тәуелсіз тексеруге және күштерді қоспауға жол беріледі.

Э қосымшасы
(міндетті)

**Темірбетонды қысып тұратын жоғары төзімді бұрандаларды қолдану арқылы
жасалған темірбетонды және болатты біріктіру беріктігін есептеу**

Э.1 Төзімділігі жоғары бұрандаманы тарту күшін N_{hb} келесі формула бойынша анықтау керек

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N, \quad (\text{Э.1})$$

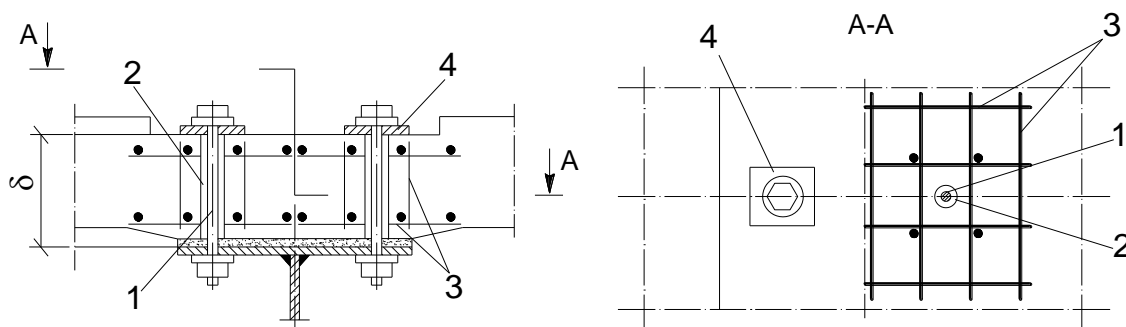
мұндағы $N_{hb,n}$ — бұрандаманы тартудың бақыланатын күші;

ΔN — плита бетонының және плита астындағы ерітінді қабатының шөгуінен және жылжығыштығынан тарту күшінің жоғалуы.

Э.1-суретіне сәйкес жалғау конструкциясы кезінде ΔN шығындарды келесі формула бойынша анықтауға жол беріледі

$$\Delta N = N_{hb,n} (0,23 - 0,0025t), \quad (\text{Э.2})$$

мұндағы $t \leq 50$ см — саңылау осі бойынша плитаның және ерітінді қабатының жалпы қалыңдығы.



1 — диаметрі 22 мм немесе 24 мм төзімділігі жоғары бұрандама; 2 — бетондағы диаметрі 50 мм саңылау; 3 — мерзімдік кескін шыбықтарынан жасалған диаметрі 10 мм арматура қаңқасы; 4 — 22 мм бұрандалар үшін өлшемдері 100 мм×100 мм×16 мм және 24 мм бұрандалар үшін өлшемдері 100 мм×100 мм×20 мм тарату төсемі

**Э.1-сурет — Төзімділігі жоғары бұрандаларды қолдану арқылы жалғау
конструкциясы**

Э.2 Төзімділігі жоғары бір бұрандамаға түсетін жылжытушы күш белдеуін тазалау шарты кезінде темірбетон плитаны болат белдеумен (цемент-күм ерітіндісі қабаты арқылы немесе тікелей байланыс кезінде) фрикциялық жалғау кезінде келесі шартқа жауап беруі тиіс

$$S_h \leq \frac{1}{k} f N_{hb}, \quad (\text{Э.3})$$

мұндағы N_{hb} — Э.1 бойынша қабылданатын төзімділігі жоғары бұрандаманы тарту күші;

ҚР ЕЖ 3.03-112-2013

$k=1,3$ — қауіпсіздік коэффициенті;

f — үйкеліс коэффициенті, келесіге тең болып қабылданады:

- 0,60 — жікті цемент-құм ерітіндісімен тұтас құю кезінде немесе монолитті темірбетоннан дайындалған плита кезінде;
- 0,45 — құрама темірбетонның болатпен тікелей байланысуы кезінде.

Ю қосымшасы

(міндетті)

Негіз топырақтарының осьтік сығылуға кедергісін есептеу

Ю.1 Тассыз топырақтан дайындалған негіздің ұсақ шоғырлы іргетастың немесе төмен түсірмелі құдыңтың іргетасының табаны астындағы R осьтік сығылуының есептік кедергісін келесі формула бойынша анықтау керек

$$R = 1,7 \{ R_0 [1 + k_1 (b - 2)] + k_2 \gamma (d - 3) \}, \quad (\text{Ю.1})$$

мұндағы R_0 — топырақтың шартты кедергісі, кПа, Ю.1 – Ю.3-кестелер бойынша қабылданады;

b — іргетас табанының ені (аз жағы немесе диаметр), м; ені 6 м артық болғанда $b = 6$ м қабылданады;

d — іргетастың жату тереңдігі, м, Ю.2 бойынша қабылданады.

γ — іргетас табанынан жоғары орналасқан, судың өлшенетін әсерін есепке алмай анықталатын қабаттары бойынша орташаланған топырақтың есептік меншікті салмағы; қабылдауға болады $\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^2$;

k_1, k_2 — Ю.4 бойынша қабылданатын коэффициенттер.

Қатты құмдақ, саздақ және балшықтар үшін ($I_L < 0$) шарты кедергінің R_0 мәнін келесі формула бойынша анықтау керек $R_0 = 1,5 R_{nc}$ және қабылдау керек, кПа, артық емес: құмдақтар үшін — 981; саздақтар үшін — 1962; балшықтар үшін — 2943, мұндағы R_{nc} — табиғи ылғалдылықты балшықты топырақтың үлгілерін бір осьті сығу беріктігінің шегі.

Ю.1 -кесте – Шаңды-балшықты шөкпеген топырақтардың шартты кедергілері

Топырақтар	Кеуектік коэффициенті e	R_0 , негіздің шаңды-балшықты (шөкпеген) топырақтардың шартты кедергісі, кПа, аққыштық көрсеткішіне байланысты I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Құмдақтар $I_p \leq 5$	0,5	343	294	245	196	147	98	—
	0,7	294	245	196	147	98	—	—
Саздақтар $10 \leq I_p \leq 15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	—
	1,0	294	245	196	147	98	—	—
Балшықтар $I_p \geq 20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	—
	1,1	294	245	196	147	98	—	—

ЕСКЕРТПЕ 1 I_L және eR_0 аралық мәндер үшін интерполяциямен анықтайды.

ЕСКЕРТПЕ 2 5 бастап 10 дейін және 15 бастап 20 дейін шектерде созылымды санының I_p мәндері кезінде сәйкесінше құмдақтар, саздақтар және балшықтар үшін Ю.1-кестеде берілген орташа R_0 , мәндерін қабылдау керек.

Ю.2-кесте – Тығыздығы орташа құм топырақтардың шартты кедергілері

Құм топырақтар және олардың	R_0 негіздердегі тығыздығы орташа құм топырақтардың шартты кедергісі, кПа
Қиыршықтасты және ірі, олардың ылғалдылығына тәуелсіз	343
Ірілігі орташа:	
- ылғалдылығы аз	294
- ылғалды және сумен қаныққан	245
Ұсақ:	
- ылғалдылығы аз	196
- ылғалды және сумен қаныққан	147
Шаңды:	
- ылғалдылығы аз	196
- ылғалды	147
- сумен қаныққан	98
ЕСКЕРТПЕ Тығыз құмдар үшін R_0 берілген мәндерді 100 % ұлғайту керек, егер олардың тығыздығы статикалық зондтаумен анықталса, және 60 % — егер олардың тығыздығы топырақтарды зертханалық сынау нәтижелері бойынша анықталса.	

Ю.3-кесте – Ірі кесекті топырақтардың шартты кедергілері

Топырақ	R_0 , негіздердегі ірі кесекті топырақтардың шартты кедергісі, кПа
Жыныстардың сынықтарынан алынған жұмыртасты (ұсақталған тас):	
- кристалл	1470
- шөкпелі	980
Жыныстардың сынықтарынан алынған қиыршықтасты (ұсақ тас):	
- кристалл	785
- шөкпелі	490
ЕСКЕРТПЕ R_0 мәндері құмды толтырғышы бар ірі кесекті топырақтар үшін берілген. Егер ірі кесекті топырақтарда 40 % астам балшықты толтырғыштар болса, онда мұндай топырақ үшін R_0 мәндерін I_p , I_L мәндеріне және e толтырғышқа байланысты Ю.1-кесте бойынша қабылдайды.	

Ю.4-кесте – k_1 және k_2 коэффициенттері

Топырақ	Коэффициенттер	
	k_1 , M^{-1}	k_2
Қиыршықтас, жұмыр тас, шақпақтасты ірі және ірілігі орташа құм	0,10	3,0
Ұсақ құм	0,08	2,5
Шаңды құм, құмайт	0,06	2,0
Қатты және жартылай қатты балшық және саз	0,04	2,0
Тығыз созымды және жұмсақ созымды саз және балшық	0,02	1,5

Желге мүжілмеген тас топырақтардың R негізін осьтік сығудың есептік кедергісін, кПа, келесі формула бойынша анықтау керек

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (\text{Ю.2})$$

мұндағы $\gamma_g=1,4$ — топырақ бойынша сенімділік коэффициенті;

R_c — тас топырақ үлгілерінің бір осьтік сығылу беріктігінің шегі, кПа.

Егер негіздері тереңдігі бойынша бір текті әлсіз мүжілген, желге мүжілген немесе қатты мүжілген тас топырақтардан тұрады, олардың осьтік сығылуға есептік кедергісін топырақтарды қалыппен статикалық сынау нәтижелерін қолдана отырып анықтау керек. Осындай нәтижелер болмаған жағдайда R мәнін (Ю.2) формула бойынша сәйкесінше 0,6 және 0,3 тең төмендетуші коэффициентпен R_c мәнін қабылдай отырып, әлсіз мүжілген және желге мүжілген тас топырақтар үшін анықтайды; ал қатты мүжілген тас топырақтар үшін ірі кесекті топырақтарға арналғандай (Ю.1) формула және Ю.3-кесте бойынша анықтайды.

Ю.2 (Ю.1) формула бойынша тасты емес топырақтардың негіздерінің есептік кедергісін анықтау кезінде таяз салынған іргетастың тереңдігі немесе түсірмелі құдыңтың іргетасын келесідей қабылдау керек:

а) көпірлердің аралық тіректері үшін — іргетас контуры шектеріндегі кесік деңгейіндегі тіректегі топырақтың бетінен, ал өзен арнасында — оның деңгейін ҚР ҚН 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) және осы ережелер жинағының 5.4.1 – 5.4.3 талаптарына сәйкес есептік шығыны кезінде топырақтың жалпы және жартылай жергілікті шайылу тереңдігіне төмендеткеннен кейінгі тірек жанындағы су ағыны түбінен;

б) ысыранды ұстындар үшін — көпірдің осі бойынша іргетастың алдыңғы шетіндегі үйінді конусының биіктігінің жартысына ұлғайту арқылы топырақтың табиғи бетінен бастап;

в) тұйық контурлы құбырлар үшін — қарастырылып отырған буыны жанындағы үйіндінің минималды биіктігінің жартысына ұлғайту арқылы топырақтың табиғи бетінен бастап;

г) тұйықталмаған контур құбырларына арналған — науаның төменгі жағынан немесе іргетас жиегінен бастап.

Ю.3 Тұрақты су ағындарының шектерінде орналасқан көпір іргетастарының негіздеріндегі саздар немесе балшықтар үшін (Ю.1) формула бойынша есептелген есептік кедергілерді ең төменгі меже деңгейінен бастап қабылданған деңгейге дейін $14,7d_w$ ұлғайту керек, кПа, мұндағы d_w — судың тереңдігі, м.

Я қосымшасы
(міндетті)

Таяз салынған шартты іргетас сияқты қадалардағы немесе түсірмелі құдықтағы іргетас топырағы бойынша көтергіш қабілеттігін тексеру әдістемесі

Шартты іргетасты тікбұрышты параллелепипед түрінде қабылдау керек. Топыраққа ростверкпен тереңдетілген қадалық іргетас үшін оның өлшемдерін Я.1 және Я.2-суреттер бойынша, топырақ үстінде орналасқан ростверкпен — Я.3 және Я.4-суреттер бойынша, түсірмелі құдықтың іргетасы үшін — Я.5-сурет бойынша анықтау керек.

Я.1 – Я.5-суреттерде берілген қадалармен кесілген топырақтардың үйкелуінің φ_m есептік бұрыштарының орташа мәнін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d}, \quad (\text{Я.1})$$

мұндағы φ_i — қадаларды топыраққа батыру тереңдігінің шектерінде орналасқан топырақтың i -ші қабатының ішкі үйкелуінің есептік бұрышы;

h_i — i -ші қабаттың қалыңдығы;

d — ростверк табанынан немесе топырақтың есептік бетінен қадаларды топыраққа батыру тереңдігі, м, оның қалпын 11.2.4 сәйкес қабылдау керек.

Шартты іргетастың негізінің көтергіш қабілеттігін 11.2.2 сәйкес тексереді, бұл жағдайда тексерілуі тиіс шартты іргетастың табаны бойынша 3-4 қимадағы топыраққа түсетін орташа p , кПа, және максималды p_{\max} , кПа, қысымды (Я.1 – Я.5-суреттерді қараңыз) келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \quad (\text{Я.2})$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c (3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}. \quad (\text{Я.3})$$

мұндағы N_c — негіз топырағына түсетін шартты іргетастың қалыпты құраушы қысымы, кН, оған салынған ростверкпен және қадалармен немесе түсірмелі құдықпен бірге 1 – 2 – 3 – 4 топырақ массивінің салмағын ескерумен анықталады;

F_h, M_c — сыртқы жүктеменің сәйкесінше көлденең құраушысы, кН, және топырақтың есептік беті деңгейіндегі шартты іргетастың көлденең қимасының негізгі осіне қатысты оның моменті, кН·м, 11.2.4 бойынша қабылданады;

d_1 — топырақтың есептік бетіне қатысы бойынша шартты іргетастың салыну тереңдігі (Я.1 – Я.5-суреттерді қараңыз);

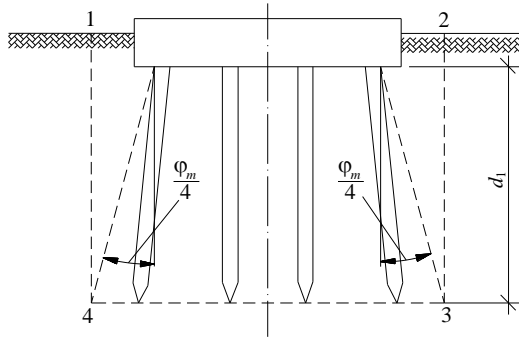
a_c, b_c — жүктеменің әсер етуіне параллель және оған перпендикуляр бағыттағы шартты іргетас жоспарындағы өлшемдері, м;

k — іргетас табанынан жоғары орналасқан топырақ төсемінің тереңдігінен коэффициенттің ұлғаюын анықтайтын және Я.1-кесте бойынша қабылданатын пропорционалдық коэффициенті;

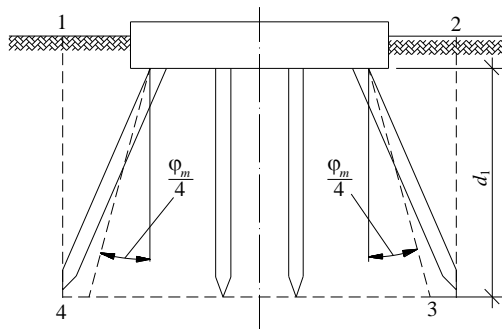
c_b — шартты іргетастың табаны деңгейіндегі топырақ төсемінің коэффициенті, кН/м^3 :

кезінде $d_1 \leq 10 \text{ м}$ $c_b = 10k$;

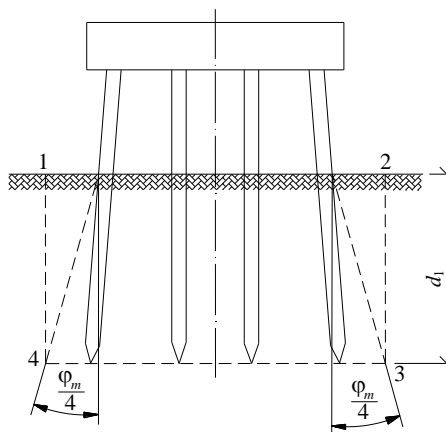
кезінде $d_1 > 10 \text{ м}$ $c_b = kd_1$.



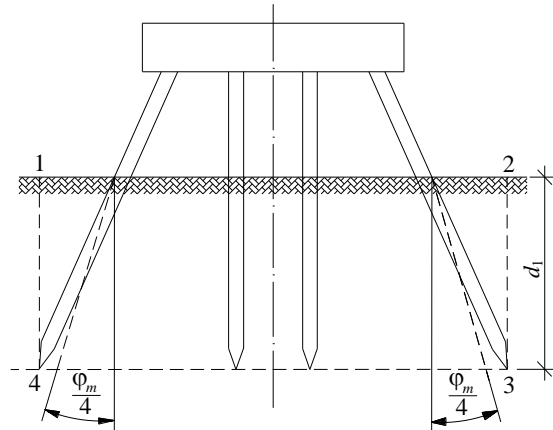
Я.1-сурет — Қадалардың $\phi_m/4$ кем көлбеу бұрышы кезіндегі топыраққа тереңдетілген ростверкті шартты қада іргетасы



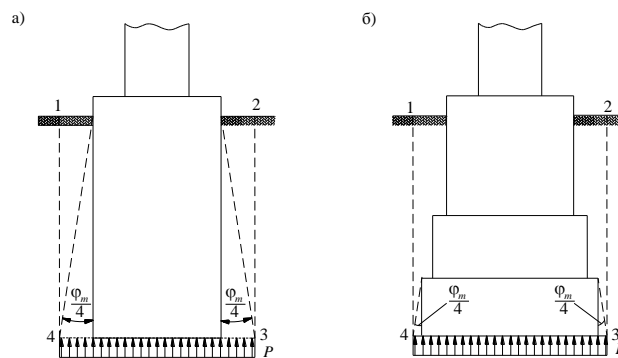
Я.2-сурет — Қадалардың $\phi_m/4$ артық көлбеу бұрышы кезіндегі топыраққа тереңдетілген ростверкті шартты қада іргетасы



Я.3 -сурет— Қадалардың $\phi_m/4$ кем көлбеу бұрышы кезіндегі топырақ үстіне орналасқан ростверкті шартты қада іргетасы



Я.4-сурет — Қадалардың $\varphi_m/4$ артқы көлбеу бұрышы кезіндегі топырақ үстіне орналасқан ростверкті шартты қада іргетасы



а — кертпештері жок; б — кертпештерімен.

Я.5-сурет — Түсірмелі құдықтың шартты іргетасы

Я.1-кесте - Пропорционалдық k коэффициенті

Топырақ	k коэффициент, кН/м ⁴
Аққыш-созылымды балшықтар мен саздақтар ($0,75 < I_L \leq 1$)	490-1960
Жұмсақ созылымды балшықтар мен саздақтар ($0,5 < I_L \leq 0,75$), созылымды құмдақтар ($0 \leq I_L \leq 1$), шаңды құмдар ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961-3920
Қатты созылымды және жартылай қатты балшықтар мен саздақтар $0 \leq I_L \leq 0,5$, қатты құмдақтар ($I_L < 0$), ұсақ ($0,6 \leq e \leq 0,75$) және ірілігі орташа құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921-5880
Қатты балшықтар мен саздақтар ($I_L < 0$), ірі құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881-9800
Қиыршықтасты құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$) және құм толтырғыштары бар жұмыр тас	9801-19600

1 қосымшасы

(міндетті)

Топырақтың төсеуіш қабатының көтергіш қабілеттігін тексеру әдістемесі

Топырақтың төсеуіш қабатының көтергіш қабілеттігін тексеруді келесі шарттарға сүйене отырып жүргізу керек

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (1.1)$$

мұндағы p — таяз салынған шартты іргетастың табаны астындағы әрекет ететін топыраққа түсетін орташа қысым, кПа;

γ — тексерілетін топырақтың төсеуіш қабатының жабынында орналасқан топырақтың есептік меншікті салмағының орташа мәні (қабаттар бойынша); $\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^3$ қабылдауға болады;

d — Ю қосымшасына сәйкес қабылданған топырақтың есептік бетіндегі таяз салынған іргетас табанының тереңдігі, м;

z_i — іргетас табанынан бастап тексерілетін топырақтың төсеуіш қабатының бетіне дейінгі арақашықтық, м;

α — 1.1-кесте бойынша қабылданатын коэффициент;

R — топырақтың тексерілетін қабаты жабынының орналасу тереңдігі үшін Ю қосымшасы (Ю.1) формуласы бойынша анықталатын төсеуіш топырақтың есептік кедергісі, кПа;

γ_n — құрылыстың арналуы бойынша сенімділік коэффициенті, 1,4 тең деп қабылданады.

1.1 -кесте - α коэффициенті

$\frac{z_i}{b}$	α коэффициенті												
	іргетас жайғасымындағы дөңгелек үшін	іргетас табандарының беттеріне a/b қатынасына байланысты іргетас жайғасымындағы тікбұрыш үшін											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 және одан артық
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,972	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239

1.1 -кесте - α коэффициенті (жалғасы)

$\frac{z_i}{b}$	α коэффициенті												
	іргетас жайғасымындағы дөңгелек үшін	іргетас табандарының беттеріне a/b қатынасына байланысты іргетас жайғасымындағы тікбұрыш үшін											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 және одан артық
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

α коэффициентінің мәні дөңгелек іргетас үшін z_i/b қатынасына және іргетас жоспарындағы тікбұрыш іргетас үшін z_i/b және a/b қатынастарына байланысты 1.1-кесте бойынша қабылданады. Мұндағы a — іргетас жайғасымындағы тікбұрышты іргетастың үлкен жағы, b — іргетастың кіші жағы немесе оның жайғасымындағы дөңгелек іргетастың диаметрі.

Қадалар немесе түсірмелі құдықтың іргетасы астындағы топырақтың төсеуіш қабатының көтергіш қабілеттігін тексеруді Я қосымшасына сәйкес қабылданатын өлшемдердегі шартты іргетас ретінде жүргізу керек.

2 қосымшасы
(міндетті)

Ұстын негізіне көпір алдындағы үйіндінің жанасу бөлігінің салмағынан түсетін қосымша қысымды анықтау әдістемесі

2.1 Ұстынның артқы жиегі астындағы негіз топырағына (іргетас табаны деңгейінде) көпір алдындағы үйіндінің салмағынан түсетін қосымша қысым (2.1-сурет) p'_1 , кПа, келесі формула бойынша анықтау керек

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1, \quad (2.1)$$

Құйма ұстын үшін ұстынның алдыңғы шетінің астындағы ұстын конусының салмағынан негіз топырағына түсетін қосымша қысымды p'_2 , кПа, келесі формула бойынша анықтау керек

$$p'_2 = \alpha_2 \gamma h_2, \quad (2.2)$$

(2.1) және (2.2) формулаларында:

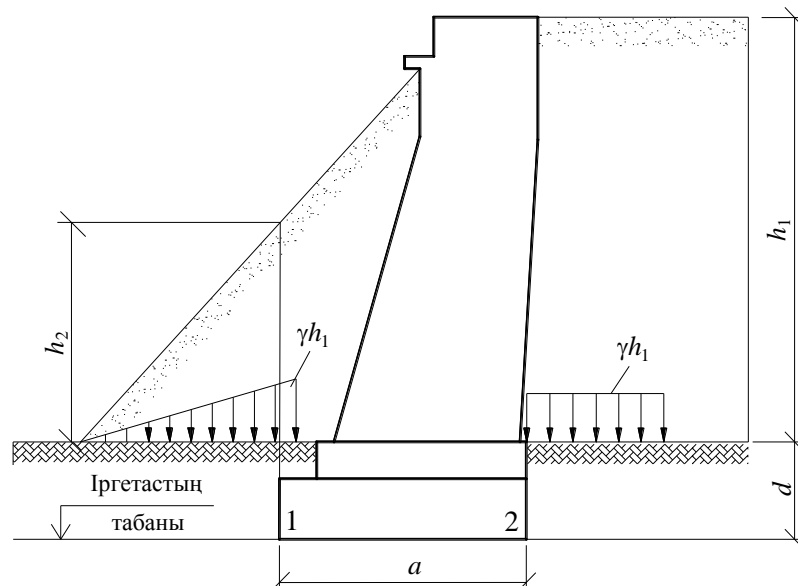
γ — үйінді топырақтың есептік меншікті салмағы, келесідей қабылдауға жол беріледі $\gamma = 17,7 \text{ кН/м}^3$;

h_1 — үйінді биіктігі, м;

h_2 — іргетастың алдыңғы жиегінің үстіндегі конус биіктігі, м;

α_1, α_2 — 2.1 және 2.2-кестелер бойынша қабылданатын коэффициенттер.

p_1 және p_2 қысымын p'_1 және p'_2 қосу арқылы есептік жүктемелерден түсетін қысымды іргетастың сәйкесінше жиектері бойынша қосу арқылы анықтау керек.



1 — алдыңғы жиегі; 2 — артқы жиегі.

2.1 -сурет— Үйме ұстын негізінің көпір алдындағы топырақтың салмағынан түсетін қосымша қысымды тарату схемасы

2.1-кесте - α_1 коэффициентінің мәндері

Іргетастың салыну тереңдігі d , м	Үйінді биіктігі h_1 , м	α_1 коэффициентінің мәні			
		ұстынның артық жиегі үшін	іргетас табанының ұзындығында a ұстынның алдыңғы жиегі үшін, м		
			5 дейін	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	—	0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	—	0,10	0,05
15	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	—	0,20	0,15
20	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	—	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	—	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,30	0,25	0,20
	30	0,30	—	0,25	0,20

ЕСКЕРТПЕ 1 d , h_1 және a аралық мәндер үшін α_1 коэффициентін интерполяциямен анықтау керек.
 ЕСКЕРТПЕ 2 Есептеу кезінде терең салынған іргетас Я қосымшасына сәйкес қабылданатын контурмен шектелген шартты іргетас ретінде қарастырылады.

2.2 -кесте - α_2 коэффициентінің мәндері

Іргетастың салыну тереңдігі d , м	Конустың h_2 биіктігі кезінде α_2 коэффициентінің мәні, м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

ЕСКЕРТПЕ d және h_2 аралық мәндер үшін α_2 коэффициентін интерполяциямен анықтау керек.

2.2 Таяз салынған іргетастың табаны деңгейіндегі тең әрекет етуші жүктемелердің салыстырмалы эксцентриситетін келесі формула бойынша анықтау керек

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \left(\frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}, \quad (2.3)$$

мұндағы a — іргетас табанының ұзындығы, м (2.1-суретті қараңыз);

y — іргетас табанының негізгі орталық осінен бастап аса жүктелген қырға дейінгі арақашықтық, м;

e_0 , r — 11.2.1 сияқты.

3 қосымшасы
(ақпараттық)

Темірбетон элементтерінің дөңгелек қималарының орталықтан тыс сығылу беріктігін есептеу

Шеңбер бойынша біркелкі таратылған кернеуленбеген арматурасы бар дөңгелек қималы орталықтан тыс сығылған темірбетон элементтерінің беріктігі (3.1-сурет) (кемінде 6 бойлық шыбықтардың саны кезінде), келесі шартпен беріледі

$$Ne_c \eta \leq \frac{2}{3} R_b A_{br} \frac{\sin^3 \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} \left(\frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + \varphi \right) r_s, \quad (3.1)$$

мұндағы ξ_{cir} - бетонның сығылған аймағының салыстырмалы ауданы, келесі түрде анықталады:

- шарттарды орындаған кезде

$$N \leq 0,77 R_b A_b + 0,645 R_s A_{s,tot}, \quad (3.2)$$

- теңдеулерді шешу

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_b A_b \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + 2,55 R_s A_{s,tot}}, \quad (3.3)$$

- (3.2) шартын орындамағанда – теңдеу шешімінен

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_b A_b \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (3.4)$$

мұндағы $\pi \xi_{cir}$ - бұрыш рад. (3.1-суретті қараңыз);

φ – созу арматурасының жұмысын қабылдайтын коэффициент және келесіге тең болып қабылданады:

- (3.2) шарты орындаған кезде

$\varphi = 1,6 (1 - 1,55 \xi_{cir}) \xi_{cir}$, 1 артық емес;

- (3.2) шарты орындалмаған кезде

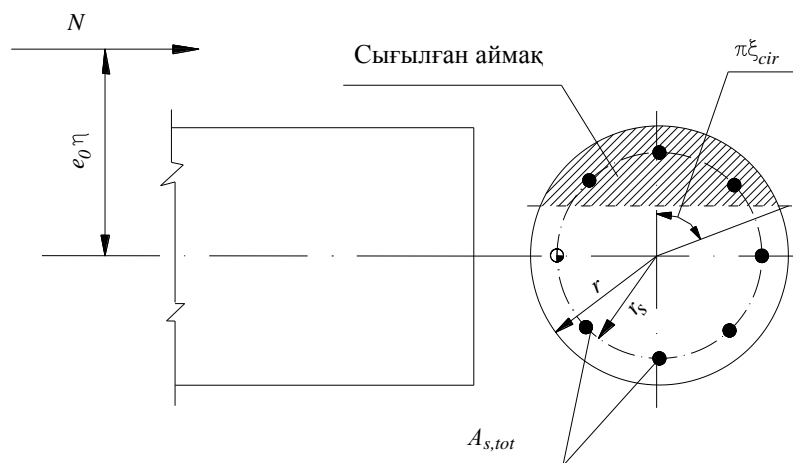
$\varphi = 0$;

$A_{s,tot}$ - барлық бойлық арматураның қима ауданы;

r_s - шыбықты бойлық арматураның ауырлық ортасы арқылы өтетін шеңбер радиусы.

Эксцентриситет e_c 7.4.1.4 – 7.4.1.6 және 7.4.5.2 бойынша анықталады.

V30 жоғары класты бетон үшін R_b мәні V30 класты бетон сияқты қабылданады.



r - көлденең қима радиусы

3.1-сурет – Орталықтан тыс сығылған элементтің дөңгелек қимасын есептеу кезінде қабылданатын схемасы

Библиография

- [1] Құрылғы бойынша нұсқаулар және темір жол көпірлеріндегі көпір төсемінің конструкциясы.
- [2] ТШ 14-1-5120-92. Көпір салуға арналған жоғары сапалы төмен легирленген табақ прокаты.
- [3] ТШ 14-4-1216-82. Жабық конструкциялы мырышталған спиралды болат арқандар.
- [4] ТШ 14-4-13-83-86. Есілмеген шыбықтар және параллель мырышталған сымдардан дайындалған арқандар.
- [5] ТШ 14-2-207-76. Бүгілген болат, толқынды табақты профильдер.
- [6] ТШ 24-1-12-181-75. Құймалар.
- [7] ТШ 14-1-287-72. Тойтармаларға арналған ыстықтай жаймаланған легирленген болат.
- [8] ТШ 14-4-1231-83. Поршеньді монтаждау пистолеттеріне арналған мырыш қаптамасы бар қондырылған тығырықтары бар дюбель-шегелер.
- [9] ТШ 10-69-369-87. Арнайы бұрамалы құрылыс шегелері.

УДК 624.21(574)

МКС 93.040

Түйін сөздер: жобалау, есептеу, беріктік, қаттылық, жарықшақтануға төзімділік, орнықтылық, төзімділік, конструкциялау, көпір құрылыстары, су өткізгіш құбыр, жүктемелер және әсерлер, бетон және темірбетон конструкциялар, болат конструкциялар, болаттемірбетон конструкциялар, ағаш конструкциялар, негіздер және іргетастар

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	5
4 ОБОЗНАЧЕНИЯ	8
5 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ.....	8
5.1 Расположение мостов и труб	8
5.2 Основные требования к конструкциям.....	10
5.3 Габариты.....	11
5.4 Расчет мостов и труб на воздействие водного потока	14
5.5 Расчет несущих конструкций и оснований мостов и труб	16
5.6 Деформации, перемещения, продольный профиль конструкций	18
5.7 Верхнее строение пути на железнодорожных мостах.....	20
5.8 Мостовое полотно автодорожных и городских мостов	22
5.9 Сопряжение мостов с подходами.....	24
5.10 Отвод воды	26
5.11 Эксплуатационные обустройства.....	27
6 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ	29
6.1 Виды нагрузок и воздействий.....	29
6.2 Постоянные нагрузки и воздействия	32
6.3 Временные нагрузки от подвижного состава и пешеходов.....	34
6.4 Прочие временные нагрузки и воздействия.....	50
7 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	58
7.1 Основные расчетные требования	58
7.2 Требования к бетону.....	64
7.3 Требования к арматуре.....	72
7.4 Расчет по предельным состояниям первой группы.....	81
7.4.1 Расчет по прочности и устойчивости.....	81
7.4.2 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.....	86
7.4.3 Расчет изгибаемых железобетонных элементов.....	88
7.4.4 Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов.....	89
7.4.5 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов.....	91
7.4.6 Расчет центрально-растянутых элементов	95
7.4.7 Расчет внецентренно растянутых элементов	95
7.4.8 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента.....	96
7.4.9 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.....	97
7.4.10 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающих моментов	99
7.4.11 Расчет стыков на сдвиг.....	100
7.4.12 Расчет на местное сжатие (смятие)	101
7.4.13 Расчет на выносливость.....	103

7.5 Расчет по предельным состояниям второй группы	106
7.5.1 Расчет по трещиностойкости.....	106
7.5.2 Расчет по образованию трещин.....	108
7.5.3 Расчет по раскрытию трещин.....	110
7.5.4 Определение прогибов и углов поворота.....	114
7.6 Конструктивные требования	116
7.6.1 Минимальные размеры сечения элементов	116
7.6.2 Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры	118
7.6.3 Защитный слой бетона	118
7.6.4 Минимальные расстояния между арматурными элементами	120
7.6.5 Анкеровка ненапрягаемой арматуры.....	121
7.6.6 Анкеровка напрягаемой арматуры	122
7.6.7 Продольное армирование элементов	123
7.6.8 Поперечное армирование элементов	124
7.6.9 Сварные соединения арматуры	127
7.6.10 Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)	128
7.6.11 Стыки элементов сборных конструкций	129
7.6.12 Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов	130
7.6.13 Закладные изделия.....	130
7.6.14 Конструирование опор	131
7.6.15 Гидроизоляция конструкций	133
8 СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	134
8.1 Общие требования	134
8.2 Материалы и полуфабрикаты.....	134
8.3 Расчетные характеристики материалов и соединений.....	138
8.4 Расчет стальных конструкций	145
8.4.1 Общие положения	145
8.4.2 Расчеты по прочности	147
8.4.3 Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов	153
8.4.4 Расчеты по устойчивости	154
8.4.5 Расчеты по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости	159
8.4.6 Расчеты по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости	161
8.4.7 Расчетные длины.....	162
8.4.8 Предельная гибкость стержневых элементов	167
8.4.9 Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений..	168
8.4.10 Особенности расчета несущих элементов и соединений	171
8.5 Конструктивные требования	186
8.5.1 Общие положения.....	186
8.5.2 Сечения элементов	187
8.5.3 Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок	189

8.5.4	Предварительно напряженные пролетные строения	192
8.5.5	Сварные, фрикционные и болтовые соединения	192
8.5.6	Детали конструкции.....	194
8.5.7	Конструкция планок и перфорированных листов	196
8.5.8	Особенности конструкции болтосварных пролетных строений	196
8.5.9	Конструкция ортотропной плиты проезжей части	197
8.5.10	Конструкция опорных частей	198
9	СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	198
9.1	Общие требования	198
9.2	Расчет сталежелезобетонных конструкций.....	204
9.2.1	Расчет по прочности	204
9.2.2	Расчет по выносливости	209
9.2.3	Расчет по трещиностойкости.....	210
9.2.4	Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией	211
9.2.5	Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам.....	213
9.3	Конструктивные требования	214
10	ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	215
10.1	Требования к материалам	215
10.2	Расчетные характеристики материалов и соединений.....	216
10.3	Расчет деревянных конструкций.....	222
10.3.1	Определение усилий и моментов	222
10.3.2	Расчетная длина сжатых элементов и гибкость элементов	222
10.3.3	Расчет элементов конструкций.....	224
10.3.4	Расчет соединений	227
10.4	Конструктивные требования	229
10.4.1	Основные требования.....	229
10.4.2	Наименьшие размеры элементов и допускаемые их гибкости	230
10.4.3	Стыки и соединения	231
10.4.4	Элементы пролетных строений и опор.....	233
11	ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ.....	235
11.1	Общие требования	235
11.2	Расчеты	235
11.3	Конструирование фундаментов.....	238
ПРИЛОЖЕНИЕ А (информационное) Обозначения.....		240
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (обязательное) Габариты приближения конструкций мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных автомобильных дорогах, в сельскохозяйственных предприятиях, на внутренних автомобильных дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах.....		251
ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное) Коэффициенты сочетаний η для временных		

нагрузок и воздействий	259
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (<i>обязательное</i>) Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов	264
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (<i>обязательное</i>) Методика определения коэффициента вертикального давления грунта при расчете звеньев (секций) труб	267
ПРИЛОЖЕНИЕ Е (<i>обязательное</i>) Нормативная временная вертикальная нагрузка СК от железнодорожного подвижного состава и правила загрузки ею линий влияния	268
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (<i>информационное</i>) Эквивалентные нагрузки от одиночных автомобилей, стоящих и движущихся колонн автомобилей нагрузки АБ	274
ПРИЛОЖЕНИЕ И (<i>обязательное</i>) Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств железных и автомобильных дорог	275
ПРИЛОЖЕНИЕ К (<i>обязательное</i>) Аэродинамический коэффициент лобового сопротивления	279
ПРИЛОЖЕНИЕ Л (<i>обязательное</i>) Нормативная ледовая нагрузка	281
ПРИЛОЖЕНИЕ М (<i>обязательное</i>) Потери предварительного напряжения арматуры	284
ПРИЛОЖЕНИЕ Н (<i>обязательное</i>) Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб	288
ПРИЛОЖЕНИЕ П (<i>обязательное</i>) Определение жесткостей сечений железобетонных элементов для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона	289
ПРИЛОЖЕНИЕ Р (<i>обязательное</i>) Коэффициент условий работы канатов	292
ПРИЛОЖЕНИЕ С (<i>обязательное</i>) Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок	293
ПРИЛОЖЕНИЕ Т (<i>обязательное</i>) Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости	297
ПРИЛОЖЕНИЕ У (<i>обязательное</i>) Коэффициенты для расчета на выносливость	307
ПРИЛОЖЕНИЕ Ф (<i>обязательное</i>) Расчет ортотропной плиты проезжей части по прочности и устойчивости	314
ПРИЛОЖЕНИЕ Х (<i>обязательное</i>) Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях	322
ПРИЛОЖЕНИЕ Ц (<i>обязательное</i>) Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий	326
ПРИЛОЖЕНИЕ Ш (<i>обязательное</i>) Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий	328

ПРИЛОЖЕНИЕ Ц (обязательное) Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами	330
ПРИЛОЖЕНИЕ Э (обязательное) Расчеты по прочности объединения железобетона и стали, выполненных с применением высокопрочных болтов, обжимающих железобетон	332
ПРИЛОЖЕНИЕ Ю (обязательное) Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию	333
ПРИЛОЖЕНИЕ Я (обязательное) Методика проверки несущей способности по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения	336
ПРИЛОЖЕНИЕ 1 (обязательное) Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта	339
ПРИЛОЖЕНИЕ 2 (обязательное) Методика определения дополнительного давления на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи	341
ПРИЛОЖЕНИЕ 3 (информационное) Расчет прочности круглых сечений железобетонных элементов на внецентренное сжатие	343
Библиография	345

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий свод правил разрабатывается на основе положений технических регламентов «О безопасности инфраструктуры железнодорожного транспорта» и «Безопасность автомобильных дорог» и технического регламента «О безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий», действующих нормативно-технических документов Республики Казахстан и технически развитых стран.

Настоящий свод правил содержит положения, методы расчета, а также параметры объекта проектирования, строительства и реконструкции, в качестве официально признанных, с необходимой полнотой, оправдавших себя на практике, которые позволят обеспечить соблюдение обязательных требований государственных нормативов и будут способствовать удовлетворению потребности общества.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
МОСТЫ И ТРУБЫ

BRIDGES AND CULVERTS

Дата введения— 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящий свод правил распространяется на проектирование новых и реконструируемых постоянных мостовых сооружений и труб:

- на автомобильных дорогах, включая внутрихозяйственные дороги сельскохозяйственных и промышленных предприятий, на улицах и дорогах населенных пунктов;

- на железных дорогах колеи 1520 мм при движении пассажирских поездов со скоростями до 200 км/ч, линиях метрополитена и трамвая;

- на дорогах под совмещенное движение транспортных средств — автомобильных и поездов железных дорог, трамваев и метрополитена;

- на пешеходных дорогах.

Данные нормы не распространяется на проектирование:

- механизмов разводных пролетов мостов;

- мостов и труб на внутренних автомобильных дорогах лесозаготовительных и лесохозяйственных организаций, не выходящих на сеть дорог общего пользования и к водным путям;

- галерей, конструкций для пропуска селей, служебных эстакад;

- коммуникационных мостов, не предназначенных для пропуска транспортных средств и пешеходов.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего свода правил необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК 3.03-12-2013 Мосты и трубы.

СН РК 5.04-01-2002 Инструкция по технологии механизированной и ручной сварки при заводском изготовлении стальных конструкций.

СНиП РК 2.03-30-2006 Строительство в сейсмических районах.

СНиП РК 2.04-01-2001 Строительная климатология.

СНиП РК 3.03-01-2001 Железные дороги колеи 1520 мм.

СНиП РК 5.04-18-2002 Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ.

СП РК 3.03-112-2013

СНиП РК 5.04-23-2002 Стальные конструкции. Нормы проектирования.

СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.

СНиП 2.03-01-84* Бетонные и железобетонные конструкции.

СНиП 2.05.11-83 Внутрихозяйственные автомобильные дороги в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях.

СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах.

СНиП II-25-80 Деревянные конструкции.

РДС РК 1.02-04-2013 Отнесение объектов строительства и градостроительного планирования территорий к уровням ответственности.

СП РК 2.01-101-2013 Защита строительных конструкций от коррозии.

СП РК 3.01-101-2013 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.

СП РК 3.03-122-2013 Промышленный транспорт.

СП РК 3.03-101-2013 Автомобильные дороги.

СП РК 5.01-101-2013 Земляные сооружения, основания и фундаменты.

СП РК 5.01-102-2013 Основания зданий и сооружений.

СП РК 5.01-103-2013 Свайные фундаменты.

СП РК 5.03-107-2013 Несущие и ограждающие конструкции.

СТ РК 1379-2005 Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Габариты приближения конструкций.

СТ РК 1380-2005 Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Нагрузки и воздействия.

СТ РК 1412-2010 Технические средства организации дорожного движения. Правила применения дорожных знаков, разметки, светофоров, дорожных ограждений и направляющих устройств.

СТ РК 2068-2010 Дороги автомобильные общего пользования. Элементы обустройства. Общие требования.

СТ РК ГОСТ Р 52606-2010 Технические средства организации дорожного движения. Классификация дорожных ограждений.

СТ РК ГОСТ Р 52607-2006 Технические средства организации дорожного движения. Ограждения дорожные удерживающие боковые для автомобилей. Общие технические требования.

МСП 3.04-101-2005 Определение основных расчетных гидравлических характеристик.

ГОСТ 9.401–91* Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов.

ГОСТ 380–2005 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки.

ГОСТ 535–2005 Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия.

ГОСТ 977–88 Отливки стальные. Общие технические условия.

ГОСТ 1050–88* Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия.

ГОСТ 1759.4-87 Болты, винты и шпильки. Механические свойства и методы испытаний.

ГОСТ 1759.5-87 Гайки. Механические свойства и методы испытаний.

ГОСТ 2695–83* Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия.

ГОСТ 2770–74* Масло каменноугольное для пропитки древесины. Технические условия.

ГОСТ 3064–80 Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1×37 (1+6+12+18). Сортамент.

ГОСТ 3067–88* Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6×19 (1+6+12) + 1×19 (1+6+12). Сортамент.

ГОСТ 3068–88 Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6×37 (1+6+12+18) + 1×37 (1+6+12+18). Сортамент.

ГОСТ 3090–73* Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем конструкции проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 4028–63* Гвозди строительные. Конструкция и размеры.

ГОСТ 4543–71* Прокат из легированной конструкционной стали. Технические условия.

ГОСТ 4784–97* Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки.

ГОСТ 5632–72* Стали высоколегированные и сплавы коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные. Марки.

ГОСТ 5781–82* Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 5915-70 Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры.

ГОСТ 6713–91 Прокат низколегируемый конструкционный для мостостроения. Технические условия.

ГОСТ 7348–81* Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций.

ГОСТ 7675–73* Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 7676–73* Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент.

ГОСТ 7798-70 Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкции и размеры.

ГОСТ 8479–70* Поковки из конструкционной углеродистой и легированной стали. Общие технические требования.

ГОСТ 8486–86 Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия.

ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.

ГОСТ 8510-86 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент.

ГОСТ 9128–2009 Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия.

СП РК 3.03-112-2013

ГОСТ 9238–83 Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм.

ГОСТ 9462–88* Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия.

ГОСТ 9463–88 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия.

ГОСТ 9467–75* Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы.

ГОСТ 10060.0–95 Бетоны. Методы определения морозостойкости. Общие требования.

ГОСТ 10060.2–95 Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании.

ГОСТ 10180-2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.

ГОСТ 10605-94 Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм класса точности В. Технические условия.

ГОСТ 10884–94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10922–90 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия.

ГОСТ 13726–97* Ленты из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия.

ГОСТ 13840–68* Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия.

ГОСТ 14098–91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.

ГОСТ 14637–89* Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия.

ГОСТ 16483.10–73* Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон.

ГОСТ 19281–89* Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия.

ГОСТ 21437–95 Сплавы цинкованные антифрикционные. Марки, технические требования и методы испытаний.

ГОСТ 21631–76* Листы из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия.

ГОСТ 22353-77 Болты высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры.

ГОСТ 22354-77 Гайки высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры.

ГОСТ 22355-77 Шайбы класса точности С к высокопрочным болтам. Конструкция и размеры.

ГОСТ 22356-77 Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические условия.

ГОСТ 23279–85 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия.

ГОСТ 23961–80 Метрополитены. Габариты приближения строений, оборудования и подвижного состава.

- ГОСТ 24379.0-80* Болты фундаментные. Общие технические условия.
ГОСТ 24379.1-80 Болты фундаментные. Конструкция и размеры.
ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
ГОСТ 26607-85 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски.
ГОСТ 26633-91 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.
ГОСТ 26775-97 Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования.
ГОСТ 26804-86 Ограждения дорожные металлические барьерного типа. Технические условия.
ГОСТ 27751-88* Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
ГОСТ 28450-90 Брусья мостовые деревянные. Технические условия.
ГОСТ 30244-94 Материалы строительные. Методы испытаний на горючесть.
ГОСТ 30247.0-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.
ГОСТ 30247.1-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.
ГОСТ 31015-2002 Смеси асфальтобетонные и асфальтобетон щебеночно-мастичные. Технические условия.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим государственным нормативом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Бетонные конструкции: Элементы зданий и сооружений, выполненные из бетона без арматуры или со слабым (конструктивным) армированием.

3.2 Водоропускная труба: Сооружение круглого, овоидального или прямоугольного сечения, предназначенное для пропуска водного потока через дорогу ниже уровня проезжей части.

3.3 Выносливость: Способность материалов и конструкций сопротивляться действию повторных (циклических) нагрузок.

3.4 Габарит моста: Перпендикулярное оси проезжей части моста расстояние, включающее в себя ширины проезжей части, полос безопасности, разделительной полосы и тротуаров.

3.5 Габарит приближения конструкций: Предельное, перпендикулярное к продольной оси проезжей части дороги или мостового сооружения очертание свободного просвета, внутрь которого не должны заходить элементы конструкций (моста, тоннеля и т.п.) или расположенных на них (в них) устройства.

3.6 Гидроизоляция: Конструктивный элемент, защищающий несущие конструкции от воздействия поверхностных и грунтовых вод.

3.7 Грузоподъемность сооружения: Характеристика, соответствующая наибольшему классу эксплуатационной нагрузки заданной структуры, при которой исчерпывается несущая способность конструкции.

3.8 Деревянные конструкции: Конструкции (балки, фермы, арки, рамы и др.), выполненные полностью или преимущественно из дерева. Элементы деревянных конструкции соединяются между собой врубками, шпонками, нагелями, болтами, вдавливанием металлическим креплений, а также склеиванием.

3.9 Диафрагма: Лист (в стальных мостах) или стенка, расположенные перпендикулярно или под углом к оси объединяемых элементов пролетного строения, устанавливаемые с целью обеспечения их устойчивости и распределения усилий от временной нагрузки.

3.10 Железобетонные конструкции: Монолитные или сборные конструкции, выполненные из совместно работающих стального арматурного каркаса и бетона.

3.11 Жесткость: Способность материалов, элементов, конструкций и их соединений сопротивляться образованию деформаций.

3.12 Защитный слой: Элемент одежды ездового полотна из различных материалов (цементобетона, асфальтобетона и др.), укладываемый на гидроизоляцию для предохранения ее от повреждений.

3.13 Линии влияния: График, ординаты которого выражают значения усилий или перемещений в данной точке системы в зависимости от положения перемещаемой силы.

3.14 Морозостойкость бетона: Способность сохранять физико-механические свойства при многократном переменном замораживании и оттаивании.

3.15 Мостовое полотно: Совокупность всех элементов, расположенных на пролетном строении, предназначенных для обеспечения нормативных условий безопасности движения транспортных средств и пешеходов, а также для отвода воды с поверхности покрытия моста и в сопряжении с подходами. Включает одежду ездового полотна, тротуары, ограждающие устройства, устройство для водоотвода, обогрева и освещения, деформационные швы и сопряжения моста с подходами.

3.16 Мостовое сооружение: Искусственное сооружение для перевода дороги, канала или трубопровода через естественное или искусственное препятствие (мост, путепровод, эстакада, виадук, акведук, галерея).

3.17 Ограждение: Конструктивный элемент мостового полотна, устанавливаемый на границах ездового полотна, предназначенный для предотвращения съезда транспортных средств за его пределы и исправления траектории движения при наезде на ограждение.

3.18 Опора: Несущий элемент мостового сооружения, поддерживающий пролетные строения и передающий нагрузки от них на основание.

3.19 Опорная часть: Элемент моста, передающий опорные давления пролетного строения на опоры и обеспечивающий угловые и линейные либо только угловые перемещения пролетного строения.

3.20 Полоса безопасности: Полоса, расположенная между кромкой проезжей части и ограждением или колесоотбойным брусом и предназначенная для обеспечения безопасного движения автомобилей с расчетной скоростью.

3.21 Проезжая часть: Полоса шириной равной сумме ширин полос движения, предназначенная для движения транспортных средств по мосту.

3.22 Пролетное строение: Несущая конструкция мостового сооружения, перекрывающая все пространство или часть его между двумя или несколькими опорами, воспринимающая нагрузку от элементов мостового полотна, транспортных средств и пешеходов и передающая ее на опоры.

3.23 Прочность: Способность материалов, элементов, конструкций и их соединений сопротивляться разрушению под действием внутренних напряжений, возникающих под воздействием внешних сил.

3.24 Путепровод: Мостовое сооружение через автомобильную или железную дорогу либо улицу.

3.25 Ростверк: Конструкция верхней части свайного фундамента, обычно в виде железобетонной балки или плиты, объединяющей сваи в одно целое. Служит для равномерного распределения нагрузок на сваи.

3.26 Свая: Несущий элемент, забиваемый или погружаемый в слабое основание для увеличения его несущей способности.

3.27 Сейсмостойкость: Способность зданий и сооружений противостоять сейсмическим воздействиям без потери эксплуатационных качеств.

3.28 Стальные конструкции: Зданий и сооружений конструкции, элементы которых изготовлены из стали и соединены сваркой, заклёпками или болтами.

3.29 Строительный подъем: Выгиб пролетного строения или его конструктивных элементов (главных и продольных балок) по форме, противоположный прогибу от постоянной и определенной части временной нагрузки с целью обеспечения плавности езды транспортных средств.

3.30 Трещиностойкость: Способность материалов, элементов, конструкций и их соединений воспринимать действующие на них нагрузки без образования трещин.

3.31 Трогуар моста: Часть мостового полотна, предназначенная для движения пешеходов.

3.32 Устойчивость: Способность сохранения формы материалов, элементов, конструкций и их соединений, исключающее возможность таких остаточных деформаций, которые делают конструкцию непригодной для эксплуатации или приводят к ее разрушению.

3.33 Хладостойкость: Способность материалов, элементов, конструкций и их соединений сопротивляться хрупким разрушениям при низких температурах окружающей среды.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ

Обозначения, принятые в настоящем нормативном документе, приведены в Приложении А.

5 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.1 Расположение мостов и труб

5.1.1 Выбор места перехода, положение сооружения в плане и профиле, разбивку мостов на пролеты следует производить с учетом условий трассирования дороги, принятых градостроительно-планировочных решений, строительных и эксплуатационных показателей вариантов, а также опасных геологических процессов, русловых, гидрогеологических, экологических, ландшафтных и других местных условий, влияющих на технико-экономические и эксплуатационные показатели соответствующего участка дороги (линии).

При выборе места мостового перехода через судоходные реки по возможности следует:

- мост располагать перпендикулярно течению воды (с косиной не более 10°) на прямолинейном участке с устойчивым руслом, в месте с неширокой (малозатопляемой) поймой, удаленном от перекатов на расстоянии не менее 1,5 длины расчетного судового или плотового состава;
- середину судоходных пролетов совмещать с осью соответствующего судового хода, учитывая возможные русловые переформирования и смещения за расчетный период службы моста;
- обеспечивать взаимопараллельность оси судового хода, направления течения воды и плоскостей опор, обращенных в сторону судоходных пролетов;
- отклонение от параллельности судового хода и направления течения реки принимать не более 10° ;
- не допускать увеличения скорости течения воды в русле при расчетном судоходном уровне, вызванного строительством мостового перехода, свыше 20 % при скорости течения воды в естественных условиях до 2 м/с и 10 % — при скорости свыше 2,4 м/с (при скорости течения воды в естественных условиях свыше 2 м/с до 2,4 м/с процент допускаемого увеличения средней скорости следует определять по интерполяции);
- поперечное сечение опор моста в пределах затопления до отметки уровня воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальном расходе наибольшего паводка, как правило, предусматривать обтекаемым.

5.1.2 Железнодорожные мосты с устройством рельсового пути на балласте, малые и средние автодорожные и городские мосты, а также трубы разрешается располагать на участках дороги (улицы) с любым профилем и планом, принятыми для проектируемой дороги (улицы).

Железнодорожные мосты с безбалластной проезжей частью следует располагать на прямых участках пути, горизонтальных площадках или уклонах не круче 4 ‰.

Расположение таких мостов на уклонах круче 4 ‰, а на железных дорогах предприятий — также на кривых в плане допускается только при технико-экономическом обосновании.

Продольный уклон проезжей части больших мостов рекомендуется принимать не более, ‰:

- 30 — для автодорожных мостов;
- 40 — для городских мостов;
- 20 — для всех мостов с деревянным настилом.

При специальном обосновании продольный уклон в пределах транспортных развязок в городах может быть увеличен, но не должен превышать 80 ‰.

При расположении мостового сооружения на уклонах более 40 ‰ следует применять покрытия проезжей части с повышенной шероховатостью и ограждения с повышенной удерживающей способностью.

ПРИМЕЧАНИЕ Здесь и далее принято: малые мосты — длиной до 25 м включительно, средние мосты — длиной свыше 25 м до 100 м включительно, большие мосты — длиной свыше 100 м. Автодорожные, в том числе городские, мосты длиной менее 100 м, но с пролетами свыше 60 м также относятся к большим мостам.

5.1.3 Толщину засыпки над звеньями или плитами перекрытия труб (включая пешеходные тоннели), а также над сводами мостов следует принимать не менее указанной в таблице 1.

Таблица 1 – Толщина засыпки

Дороги	Толщина засыпки*, м, над		
	железобетонными трубами	металлическими гофрированными трубами	сводами мостов
Железные дороги:			
общей сети и подъездные пути предприятий	1,0	1,2	0,7
внутренние пути предприятий	0,4	1,0	0,7
Автомобильные дороги общего пользования, дороги и улицы в городах, поселках и сельских населенных пунктах, а также промышленных предприятий	0,5	0,5**	0,5
Внутрихозяйственные автомобильные дороги в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дороги местного значения	0,2***	—	—

* Считая от верха звена (плиты перекрытия) трубы или от верхней точки свода до подошвы рельсов — на железных дорогах и до низа конструкции дорожной одежды — на автомобильных дорогах.

** Но не менее 0,8 м от верха звена трубы до поверхности дорожного покрытия.

*** Но не менее 0,5 м до уровня бровки земляного полотна.

ПРИМЕЧАНИЕ Толщину засыпки над железобетонными трубами и пешеходными тоннелями, расположенными в пределах железнодорожных станций, допускается принимать менее 1,0 м.

В обоснованных случаях на улицах и автомобильных дорогах толщину засыпки над трубами и закрытыми лотками допускается принимать менее 0,5 м. Во всех случаях при уменьшенной толщине засыпки должны выполняться содержащиеся в 6.3.1.2 указания по учету динамического воздействия временных нагрузок.

5.2 Основные требования к конструкциям

5.2.1 Конструкции деформационных устройств (опорных частей, шарниров, деформационных швов, уравнильных приборов, сезонных уравнильных рельсов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

Проектная документация должна содержать указания по установке деформационных устройств с учетом степени готовности сооружения и температуры воздуха (конструкции) во время замыкания конструкции согласно требованиям 6.4.4.

5.2.2 На мостовых переходах при необходимости регулирования направления потока и предотвращения подмылов (размылов) следует предусматривать струенаправляющие и берегоукрепительные сооружения.

Струенаправляющие дамбы следует предусматривать при пойменном расходе воды не менее 15 % расчетного расхода или при средних расчетных скоростях течения воды под мостом до размыва свыше 1 м/с, а также при соответствующих ситуационных особенностях перехода (прижимных течениях, перекрытиях протоков и т.п.).

Для труб и мостов на основании гидравлических расчетов следует предусматривать углубление, планировку и укрепление русел, устройства, препятствующие накоплению наносов, а также устройства для гашения скоростей протекающей воды на входе и выходе.

5.2.3 Отверстие (и высоту в свету) труб следует назначать, как правило, м, не менее:

- 1,0 — при длине трубы (или при расстоянии между смотровыми колодцами в междупутье на станциях) до 20 м;
- 1,25 — при длине трубы 20 м и более.

Отверстия труб на автомобильных дорогах ниже II категории допускается принимать равными, м:

- 1,0 — при длине трубы до 30 м;
- 0,75 — при длине трубы до 15 м;
- 0,5 — на съездах при устройстве в пределах трубы быстротока (уклон 10 ‰ и более) и ограждений на входе.

В обоснованных случаях на улицах и дорогах местного значения, а также в районах орошаемого земледелия, в поселках и сельских населенных пунктах на автомобильных дорогах ниже II-с категории допускается применение труб отверстием 0,5 м при длине трубы до 15 м, устройство в пределах трубы быстротока (уклон 10 ‰ и более) и ограждения на входе.

Отверстия труб на внутрихозяйственных автомобильных дорогах при длине трубы 10 м и менее допускается принимать 0,5 м.

Отверстия труб на железных дорогах общей сети и автомобильных дорогах общего пользования в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40 °С (с обеспеченностью 0,92 по СНиП РК 2.04-01) следует назначать не менее 1,5 м независимо от длины трубы.

Отверстия труб и малых мостов допускается увеличивать для использования их в качестве пешеходных переходов, скотопрогонов и для пропуска сельскохозяйственных машин с обеспечением соответствующих габаритов.

5.2.4 Для водопропускных труб следует, как правило, предусматривать безнапорный режим работы. Допускается предусматривать полунапорный и напорный режимы работы водопропускных труб, располагаемых на железных дорогах общей сети, для пропуска только наибольшего расхода, на всех остальных дорогах — расчетного расхода по 5.4.1. При этом под оголовками и звеньями следует предусматривать фундаменты, а при необходимости — также противофильтрационные экраны. При напорном режиме следует предусматривать специальные входные оголовки и обеспечивать водонепроницаемость швов между торцами звеньев и секциями фундаментов, надежное укрепление русла, устойчивость насыпи против напора и фильтрации воды.

Для труб, расположенных в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40 °С, не допускается предусматривать полунапорный и напорный режимы работы, за исключением случаев расположения труб на скальных грунтах.

5.2.5 Водопропускные трубы, как правило, следует предусматривать с входными и выходными оголовками, форма и размеры которых обеспечивают принятые в расчетах условия протекания воды и устойчивость насыпи, окружающей трубу.

Металлические гофрированные трубы допускается проектировать без устройства оголовков. При этом нижняя часть несрезаемой трубы должна выступать из насыпи на уровне ее подошвы не менее чем на 0,2 м, а сечение трубы со срезанным концом должно выступать из тела насыпи не менее чем на 0,5 м.

5.2.6 Применять трубы не допускается при наличии ледохода и карчехода, а также, как правило, в местах возможного возникновения селей и образования наледи.

В местах возможного образования наледи в виде исключения может быть допущено применение прямоугольных железобетонных труб (шириной не менее 3 м и высотой не менее 2 м) в комплексе с постоянными противоналедными сооружениями.

Для пропуска селевых потоков следует предусматривать однопролетные мосты отверстиями не менее 4 м или селеспуски с минимальным стеснением потока.

5.2.7 Для вновь проектируемых мостов расстояния между соседними главными фермами (балками) следует назначать из условий обеспечения осмотра, текущего содержания.

При раздельных пролетных строениях (под каждый путь или проезжую часть одного направления движения транспортных средств) расстояние в свету между смежными главными фермами (балками) следует назначать не менее 1,0 м.

5.3 Габариты

5.3.1 Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений должны удовлетворять требованиям:

- на железных дорогах — ГОСТ 9238;
- на линиях метрополитена — ГОСТ 23961;
- на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах сельскохозяйственных предприятий и организаций, на дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в населенных пунктах — Приложение Б.

Если в перспективном плане развития дорожной сети или в техническом задании на проектирование предусматривается перевод дороги в более высокую категорию, габариты приближения конструкций проектируемых сооружений, а также их грузоподъемность должны соответствовать требованиям, предусмотренным для сооружений на дорогах более высокой категории.

5.3.2 Ширину пешеходных мостов и сооружений тоннельного типа следует определять в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час пик и принимать не менее, м: 2,25 — для мостов и 3,0 — для тоннелей (в городских условиях соответственно — 3,0 и 4,0).

Высота пешеходных тоннелей и надземных закрытых переходов должна быть не менее 2,30 м в свету.

Среднюю расчетную пропускную способность 1 м ширины следует принимать для пешеходных мостов и тоннелей — 2000 чел/ч, для лестниц — 1500 чел/ч.

Ширину пешеходных мостов и тоннелей, сооружаемых вне населенных пунктов, допускается принимать равной 1,5 м.

Габариты сооружений для пропуска полевых дорог и прогона скота (миграции диких животных) при отсутствии специальных требований следует принимать, м:

а) для полевых дорог: высоту не менее 4,5, ширину — 6,0, но не менее максимальной ширины, увеличенной на 1,0 м, сельскохозяйственных машин, движение которых возможно на дороге;

б) для прогона скота: высоту не менее 3,0, ширину — по формуле $2 + \lambda/6$, где λ — длина скотопргона, но не менее 4,0 для автомобильных дорог, для железных дорог — по СНиП РК 3.03-01.

Полевая дорога или дорога для прогона скота, проходящая под пролетом моста или в трубе под насыпью, должна быть укрепена по всей ее ширине и иметь укрепления на участках длиной не менее 10,0 м в каждую сторону от сооружения. При необходимости у сооружений устраивают направляющие ограждения.

5.3.3 Положение элементов моста над уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках, а также в несудоходных пролетах мостов на судоходных водных путях следует определять в зависимости от местных условий и принятой схемы моста. Размеры возвышений отдельных элементов моста над соответствующими уровнями воды и ледохода во всех случаях не должны быть менее величин, указанных в Таблице 2.

Возвышение низа пролетных строений над наивысшим статическим уровнем водохранилища у мостов, расположенных в несудоходных и несплавных зонах водохранилища, должно быть не менее 0,75 высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м.

Наименьшее возвышение низа пролетных строений при наличии наледи необходимо назначать с учетом их высоты.

При одновременном наличии карчехода и наледных явлений возвышения, приведенные в Таблице 2, следует увеличивать не менее чем на 0,50 м.

Расстояние между промежуточными опорами в свету при наличии карчехода следует назначать с учетом размеров карчей, но не менее 15,0 м, за исключением береговых пролетов мостов с отсыпными устоями.

Таблица 2 – Возвышение конструкций моста над уровнями воды и ледохода

Часть или элемент моста	Возвышение частей или элементов, м			
	над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальных расходах паводков			над наивысшим уровнем ледохода
	расчетных для мостов		наибольших	
	на железных дорогах общей сети	на остальных железных дорогах и на всех автомобильных дорогах		
Низ пролетных строений:				
а) при глубине подпертой воды 1 м и менее	0,50	0,50	0,25	—
б) то же, свыше 1 м	0,75	0,50	0,25	0,75
в) при наличии на реке заторов льда	1,00	0,75	0,75	1,00
г) при наличии карчехода	1,50	1,00	1,00	—
д) при селевых потоках	—	1,00	1,00	—
Верх площадки для установки опорных частей	0,25	0,25	—	0,50
Низ пят арок и сводов	0,25	—	—	0,25
Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов	0,25	0,25	—	0,75
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для малых мостов наименьшее возвышение низа пролетных строений допускается определять без учета высоты ветровой волны.				
ПРИМЕЧАНИЕ 2 При наличии явлений, вызывающих более высокие уровни воды вследствие подпора от нижележащих рек, озер или водохранилищ, нагона воды ветром, образования заторов или прохождения паводков по руслам, покрытым льдом, и др., указанные в таблице возвышения следует отсчитывать от этого уровня, вероятность превышения которого устанавливается в соответствии с Таблицей 3.				
ПРИМЕЧАНИЕ 3 При определении возвышения верха площадки для установки опорных частей уровень воды необходимо определять с учетом набега потока на опору моста.				

Таблица 3 – Вероятности превышения максимальных расходов паводков

Вид дороги	Сооружения	Категория дороги	Вероятность превышения максимальных расходов паводков, %	
			расчетных	наибольших
Железные дороги	Мосты и трубы	I и II (общей сети)	1	0,33
		III и IV (общей сети)	2	1*
		IV и V (подъездные пути)	2**	—
		Внутренние пути промышленных предприятий	2	—
Автомобильные дороги, городские улицы и дороги	Большие и средние мосты	I-III, I-в, I-к, II-к и городские улицы и дороги	1***	
	Большие и средние мосты	IV, II-в, III-в, III-к, IV-в, IV-к, V, I-с, II-с	2***	

Таблица 3 – Вероятности превышения максимальных расходов паводков
(продолжение)

Вид дороги	Сооружения	Категория дороги	Вероятность превышения максимальных расходов паводков, %	
			расчетных	наибольших
Автомобильные дороги, городские улицы и дороги	Малые мосты и трубы	I	1****	
	Малые мосты и трубы	II, III, III-п, III-с и городские дороги	2****	
	Малые мосты и трубы	IV, IV-п, V и внутрихозяйственные дороги	3****	

* При расчетах отметок бровок земляного полотна, незатопляемых регуляционных сооружений и оградительных дамб русел блуждающих рек для железных дорог III категории вероятность превышения максимального расхода при наибольшем паводке следует принимать 0,33 %.

** Если по технологическим условиям предприятий перерыв в движении не допускается, вероятность превышения следует принимать равной 1 %.

*** В районах с малоразвитой сетью автомобильных дорог для сооружений, имеющих особо важное народнохозяйственное значение, при технико-экономическом обосновании вероятность превышения допускается принимать 0,33 вместо 1 % и 1 вместо 2 %.

**** В районах с развитой сетью автомобильных дорог для автодорожных малых мостов и труб при технико-экономическом обосновании вероятность превышения допускается принимать 2 вместо 1 %, 3 вместо 2 %, 5 вместо 3 %, а для труб на дорогах II-с и III-с категорий — 10 %.

ПРИМЕЧАНИЕ Степень развития сети автомобильных дорог в районе строительства и народнохозяйственное значение проектируемых сооружений устанавливаются в техническом задании.

5.3.4 Возвышение высшей точки внутренней поверхности трубы в любом поперечном сечении над поверхностью воды в трубе при максимальном расходе расчетного паводка и безнапорном режиме работы должно быть в свету: в круглых и сводчатых трубах высотой до 3,0 м — не менее 1/4 высоты трубы, выше 3,0 м — не менее 0,75 м, в прямоугольных трубах высотой до 3,0 м — не менее 1/6 высоты трубы, выше 3,0 м — не менее 0,50 м.

5.4 Расчет мостов и труб на воздействие водного потока

5.4.1 Расчет мостов, труб и пойменных насыпей на воздействие водного потока следует производить, как правило, по гидрографам и водомерным графикам расчетных паводков. Кроме того, мосты, трубы и пойменные насыпи на железных дорогах общей сети необходимо рассчитывать по гидрографам и водомерным графикам паводков, условно именуемым наибольшими. При этом вероятности превышения расчетных и наибольших паводков следует принимать одинаковыми с указанными в Таблице 3 вероятностями превышения максимальных расходов соответствующих паводков.

При отсутствии гидрографов и водомерных графиков паводков, а также в других обоснованных случаях расчет сооружений на воздействие водного потока допускается

производить по максимальным расходам и соответствующим им уровням расчетных и наибольших паводков.

В расчетах следует учитывать опыт водопропускной работы близкорасположенных сооружений на том же водотоке, взаимное влияние водопропускных сооружений, а также влияние на проектируемые водопропускные сооружения существующих или намечаемых к строительству гидротехнических и других речных сооружений.

При наличии вблизи мостов и труб инженерных сооружений, зданий и сельскохозяйственных угодий необходимо проверить их безопасность от подтопления вследствие подпора воды перед сооружением.

Для водопропускных сооружений, расположенных вблизи некапитальных плотин, необходимо учитывать возможность прорыва этих плотин. Вопрос об усилении таких плотин или увеличении отверстий сооружений необходимо решать комплексно путем сравнения технико-экономических показателей возможных решений.

5.4.2 Размеры отверстий малых мостов и труб, укрепление подмостовых русел и конусов следует определять по средним скоростям течения воды, допустимым для грунта русла (в том числе на входе и выходе из сооружения), при этом необходимо соблюдать требования, приведенные в 5.3.3, 5.3.4 и 5.4.6.

Отверстия малых мостов и труб допускается назначать с учетом аккумуляции воды у сооружения. Уменьшение расходов воды в сооружениях вследствие учета аккумуляции возможно не более чем: в 3 раза, если размеры отверстия назначают по ливневому стоку; в 2 раза, если размеры отверстия назначают по снеговому стоку и отсутствуют ледовые и другие явления, уменьшающие размеры отверстия. При этом независимо от вида расчетного стока для труб должны, в зависимости от характера их работы в условиях аккумуляции, выполняться указания, содержащиеся в 5.2.4 или 5.3.4, а для малых мостов — требования по положению низа конструкций, содержащиеся в 5.3.3.

5.4.3 Расчет общего размыва под мостами следует производить на основе решения уравнения баланса наносов на участках русел рек у мостовых переходов при паводках, указанных в 5.4.1.

Если проход паводков, меньших по величине, чем расчетные (наибольшие), вызывает необратимые изменения в подмостовом русле (что возможно при стеснении потока более чем в 2 раза, на мостовых переходах в условиях подпора, в нижних бьефах плотин, деформации русел в пойменных отверстиях и т.п.), определение общего размыва следует выполнять из условий прохода расчетного (наибольшего) паводка после серии натуральных наблюдаемых паводков одного из многоводных периодов.

Для предварительных расчетов, а также при отсутствии необходимых данных о режиме водотока общий размыв допускается определять по скорости течения, соответствующей балансу наносов.

При морфометрической основе расчета вычисленные максимальные глубины общего размыва следует увеличивать на 15 %.

Расчеты мостов на воздействие сейсмических нагрузок следует производить без учета местного размыва русла у опор.

5.4.4 При определении величины коэффициента общего размыва под мостом следует учитывать вид грунтов русла, конструкцию фундаментов опор моста и глубину их

заложения, разбивку моста на пролеты, величины подпоров, возможное уширение русла, скорости течения, допустимые для судоходства и миграции рыбы, а также другие местные условия. При этом значение коэффициента общего размыва должно быть обосновано технико-экономическим расчетом. Величину коэффициента размыва, как правило, следует принимать не более 2.

Коэффициенты общего размыва при соответствующем обосновании для мостов через неглубокие реки и водотоки можно принимать более указанного значения.

5.4.5 Уширение под мостом срезкой грунта следует плавно сопрягать с неуширенными частями русла для обеспечения благоприятных условий подвода потока воды и руслоформирующих наносов в подмостовое сечение. Общая длина срезки (в верховую и низовую стороны от оси перехода) должна быть в 4 — 6 раз больше ее ширины в створе моста. Следует избегать конфигурации срезки наибольшей ширины в створах голов регуляционных сооружений.

При срезке грунта на пойме необходимо предусматривать удаление пойменного наилка до обнажения несвязных аллювиальных грунтов на всей площади срезки.

5.4.6 Возвышение бровок земляных сооружений на подходах к большим и средним мостам над уровнями воды при паводках согласно 5.4.1 (с учетом набега волны на откосы и возможного подпора) следует принимать не менее, м: 0,5 — для земляного полотна, водоразделительных и ограждающих дамб, а также струенаправляющих дамб на реках с блуждающими руслами, 0,25 — для регуляционных сооружений и берм насыпей.

Возвышение бровки земляного полотна на подходах к малым мостам и трубам над уровнями воды при паводках по 5.4.1 (с учетом подпора и аккумуляции) следует принимать не менее 0,5 м, а для труб при напорном или полунпорном режиме работы - не менее 1,0 м. Кроме того, на автомобильных дорогах при назначении возвышения бровки земляного полотна на подходах к указанным сооружениям следует соблюдать требования по возвышению низа дорожной одежды над уровнем грунтовых и поверхностных вод, установленные СП РК 3.03-101.

В пределах воздействия льда на пойменную насыпь отметка ее бровки должна быть не ниже отметок верха навала льда, а также отметок наивысшего заторного или зажорного льда с учетом полуторной толщины льда.

Подпоры на мостовых переходах рассчитываются по уравнениям движения жидкости или по зависимостям, учитывающим в достаточной мере данные явления на проектируемых переходах.

5.5 Расчет несущих конструкций и оснований мостов и труб

5.5.1 Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы конструкций мостов и труб при их эксплуатации и строительстве.

При этом должна быть предусмотрена конструктивная схема мостового сооружения, не допускающая возможности прогрессирующего обрушения при выходе из строя одного или нескольких элементов в случае экстремальных природных или техногенных воздействий, а также потери эффекта регулирования усилий в мостовых конструкциях. Соответствующие проверки следует проводить при учете только постоянных нагрузок и

воздействий (при коэффициентах надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$). Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов следует принимать равными их нормативным значениям. Необходимость учета временных нагрузок и воздействий в этих случаях следует предусматривать в задании на проектирование.

5.5.2 Несущие конструкции и основания мостов и труб необходимо рассчитывать на действие постоянных нагрузок и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок, указанных в Разделе 6. Расчеты следует выполнять по предельным состояниям в соответствии с требованиями ГОСТ 27751.

5.5.3 Временные нагрузки от подвижного состава (транспортных средств) железных и автомобильных дорог в случаях, предусмотренных настоящим сводом правил, следует вводить в расчет с соответствующими динамическими коэффициентами.

При одновременном учете действия на сооружение двух или более временных нагрузок расчетные значения этих нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, меньше или равные единице.

5.5.4 За расчетную минимальную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в соответствии с требованиями СНиП РК 2.04-01 с обеспеченностью:

0,92 — для бетонных и железобетонных конструкций;

0,98 — для стальных конструкций, стальных частей сталежелезобетонных конструкций.

5.5.5 Устойчивость положения конструкций против опрокидывания следует рассчитывать по формуле

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \quad (1)$$

где M_u — момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания;

M_z — момент удерживающих сил относительно той же оси;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным:

а) при проверке конструкций, опирающихся на отдельные опоры:

1) в стадии строительства — 0,95;

2) в стадии постоянной эксплуатации — 1,0;

б) при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов:

1) на скальных основаниях — 0,9;

2) на нескальных основаниях — 0,8;

γ_n — коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным при расчетах:

- в стадии строительства — 1,0;

- в стадии постоянной эксплуатации — 1,1.

Опрокидывающие силы следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке, большим единицы.

Удерживающие силы следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке:

- для постоянных нагрузок — $\gamma_f < 1$;

- для временной вертикальной подвижной нагрузки от порожнего состава железных дорог, метрополитена и трамвая — $\gamma_f = 1$.

При необходимости в соответствии с указаниями СН РК 3.03-12 (6.4.71), следует учитывать уменьшение веса конструкции вследствие взвешивающего действия воды.

5.5.6 Устойчивость положения конструкций против сдвига (скольжения) следует рассчитывать по формуле

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \quad (2)$$

где Q_r — сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига;

Q_z — удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9;

γ_n — см. 5.5.5.

Сдвигающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке, большими единицы, а удерживающие силы — с коэффициентами надежности по нагрузке, указанными в 5.5.5.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В качестве удерживающей горизонтальной силы, создаваемой грунтом, можно принимать силу, величина которой не превышает активного давления грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Силы трения в основании определяют по минимальным значениям коэффициента трения подошвы фундамента о грунт.

5.6 Деформации, перемещения, продольный профиль конструкций

5.6.1 Вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при $\gamma_f = 1$ и $1 + \mu = 1$), не должны превышать значений, м:

- для железнодорожных мостов, определяемых по формуле $\frac{1}{800-1,25l}l$, но не более $\frac{1}{600}l$;

- для городских и автодорожных мостов (включая мосты на внутрихозяйственных дорогах и дорогах промышленных предприятий), а также для пешеходных мостов с балочными пролетными строениями — $\frac{1}{400}l$, где l — расчетная длина пролета, м.

Указанные значения прогибов допускается увеличивать для балочных деревянных пролетных строений мостов (кроме пешеходных):

- однопролетных и неразрезных (за исключением крайних пролетов пролетных строений железнодорожных мостов, опирающихся на промежуточные опоры) - на 20 %;
- деревянных – на 50 %.

5.6.2 Необходимое очертание рельсовому пути и покрытию проезжей части на пролетных строениях мостов следует придавать за счет: строительного подъема пролетных строений; изменения толщины выравнивающего слоя конструкции одежды проезжей части и балластного слоя; рабочей высоты мостовых брусьев.

Строительный подъем балочных пролетных строений железнодорожных мостов, а также стальных, сталежелезобетонных и деревянных балочных пролетных строений

автодорожных и городских мостов следует предусматривать по плавной кривой, стрела которой после учета деформаций от постоянной нагрузки равна не менее 40 % упругого прогиба пролетного строения от подвижной временной вертикальной нагрузки (при $\gamma_f = 1$ и $1 + \mu = 1$).

Пролетным строениям пешеходных мостов следует задавать строительный подъем, компенсирующий вертикальные деформации пролетного строения от постоянной нагрузки. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают при этом равным единице.

ПРИМЕЧАНИЕ Строительный подъем допускается не предусматривать для пролетных строений, прогиб которых от постоянной и подвижной временной вертикальной нагрузок не превышает 1/1600 величины пролета (но не более 1,5 см в железнодорожных мостах с ездой на поперечинах), а также для деревянных мостов с прогонами.

5.6.3 Строительный подъем и очертание профиля покрытия железобетонных пролетных строений автодорожных и городских мостов следует предусматривать такими, чтобы после проявления деформаций от ползучести и усадки бетона (но не позднее двух лет с момента действия полной постоянной нагрузки) углы перелома продольного профиля по осям полос движения в местах сопряжения пролетных строений между собой и с подходами не превышала:

- при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки — значений, приведенных в Таблице 4;
- при загрузении моста подвижной временной вертикальной нагрузкой по осям полос движения — 24 ‰ для нагрузки АК и 13 ‰ для нагрузок НК.

Таблица 4 – Углы перелома продольного профиля в местах сопряжений пролетных строений между собой и с подходами

Расчетные скорости движения одиночных легковых автомобилей на участках дороги, примыкающих к мосту (в соответствии с требованиями СП РК 3.03-101 и СНиП 2.05.11), км/ч	Угол перелома, ‰
150 — 100	8
80	9
70	11
60	13
40	17
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если расстояния между местами сопряжения пролетных строений между собой или с подходами превышают 50 м, предельные значения углов перелома могут быть увеличены в 1,2 раза.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 В температурно-неразрезных пролетных строениях, объединенных по плите проезжей части, углы перелома профиля следует определять без учета влияния соединительной плиты.</p>	

В проектной документации следует указывать продольный профиль проезда на момент устройства одежды проезжей части (с намечаемым улучшением его очертания посредством изменения толщины выравнивающего слоя) и после проявления деформаций от усадки и ползучести бетона.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 До проявления длительных деформаций углы перелома продольного профиля при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки могут превышать значения, приведенные в Таблице 4, не более чем в 2 раза.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В случаях применения для вантовых и висячих пролетных строений витых канатов необходимо при задании строительного подъема и очертания профиля проезда учитывать возможность деформации ползучести канатов.

5.6.4 Различные по величине осадки соседних опор не должны вызывать появления в продольном профиле дополнительных углов перелома, превышающих для мостов, ‰:

- автодорожных и городских — 2;
- железнодорожных — 1.

Предельные продольные и поперечные смещения верха опор железнодорожных мостов с разрезными балочными пролетными строениями с учетом общего размыва русла не должны превышать значения $0,5\sqrt{l_0}$, см, где l_0 — длина меньшего примыкающего к опоре пролета, но не менее 25 м.

5.6.5 Расчетный период собственных поперечных горизонтальных колебаний для балочных разрезных металлических и сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов должен быть (в секундах) не более $0,01l$ (l — пролет, м) и не превышать 1,5 с.

В пролетных строениях пешеходных и городских мостов расчетные периоды собственных колебаний (в незагруженном состоянии) по двум низшим формам (в балочных разрезных системах — по одной низшей форме) не должны быть от 0,45 с до 0,60 с — в вертикальной и от 0,9 с до 1,2 с — в горизонтальной плоскостях.

Для пролетных строений пешеходных мостов следует при этом учитывать возможность загрузки их толпой, создающей нагрузку 0,50 кПа.

На стадии монтажа пролетных строений для консолей, образующихся при навесной сборке или при продольной надвигке, периоды собственных поперечных колебаний в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 3,0 с, а период собственных крутильных колебаний при этом не должен быть более 2,0 с.

Висячие и вантовые мосты, а также стальные балочные мосты с пролетами более 100 м следует проверять на аэродинамическую устойчивость и пространственную жесткость. Для конструкций с динамическими характеристиками, существенно отличающимися от аналогичных характеристик построенных мостов, кроме аналитических расчетов следует проводить соответствующие исследования на моделях.

5.6.6 Строительный подъем труб при высоте насыпи свыше 12 м следует назначать в соответствии с расчетом ожидаемых осадок от веса грунта насыпи. При расчете осадок труб допускается использовать методику, применяемую при расчете осадок фундаментов.

Трубы под насыпями высотой 12 м и менее следует укладывать со строительным подъемом (по лотку), равным:

- $1/80h$ — при фундаментах на песчаных, галечниковых и гравелистых грунтах основания;
- $1/50h$ — при фундаментах на глинистых, суглинистых и супесчаных грунтах основания;
- $1/40h$ — при грунтовых подушках из песчано-гравийной или песчано-щебеночной смеси; здесь h — высота насыпи.

Отметки лотка входного оголовка (или входного звена) трубы следует назначать так, чтобы они были выше отметок среднего звена трубы как до проявления осадок основания, так и после прекращения этих осадок.

Стабильность проектного положения секций фундаментов и звеньев водопропускных труб в направлении продольной оси сооружений должна быть обеспечена устойчивостью откосов насыпи и прочностью грунтов основания.

ПРИМЕЧАНИЕ При устройстве труб на скальных грунтах и на свайных фундаментах строительный подъем назначать не следует.

5.7 Верхнее строение пути на железнодорожных мостах

5.7.1 Путь на железобетонных пролетных строениях следует укладывать на щебеночном балласте. Мостовое полотно на металлических пролетных строениях должно устраиваться на безбалластных железобетонных плитах или на балласте.

Рельсы на мостах следует укладывать тяжелого типа (не легче типа Р50 и не легче типа рельсов, укладываемых на подходах).

На больших мостах, на мостах с разводными пролетами и на подходах к этим сооружениям на протяжении не менее 200 м в каждую сторону следует укладывать рельсы не легче типа Р65.

На мостах с мостовым полотном на балласте и с безбалластным мостовым полотном на железобетонных плитах следует, как правило, укладывать бесстыковой путь.

Бесстыковой путь допускается, при соответствующем обосновании, укладывать на мостах с мостовым полотном на балласте, на мостах с безбалластным мостовым полотном — при суммарной длине пролетных строений 66 м и менее.

5.7.2 Мостовое полотно (включая охранные приспособления, уравнильные приборы или сезонные уравнильные рельсы) следует предусматривать, руководствуясь [1].

5.7.3 Безбалластное мостовое полотно на железобетонных плитах должно иметь ширину не менее 3,20 м.

5.7.4 Мостовые брусья (деревянные поперечины) должны соответствовать требованиям ГОСТ 8486, иметь сечение не менее 20 см × 24 см и длину 3,25 м.

5.7.5 Мосты длиной более 25 м, а также все мосты высотой более 3 м, мосты, расположенные в пределах станций, и все путепроводы должны иметь двухсторонние служебные тротуары с перилами (высотой не менее 1,10 м), располагаемые вне габаритов приближений строений.

В районах со среднесуточной минимальной температурой наружного воздуха минус 40 °С и ниже (с обеспеченностью 0,92) двухсторонние боковые тротуары должны иметь все мосты длиной более 10 м.

На двухпутных и многопутных железнодорожных мостах следует предусматривать тротуары (без перил) также и в междупутье.

Настил тротуаров, как правило, следует проектировать из железобетонных плит.

5.7.6 На железнодорожных путях общей сети и железных дорогах промышленных предприятий, проходящих под путепроводами и пешеходными мостами с опорами

СП РК 3.03-112-2013

стоечного типа, при расстоянии от оси железнодорожного пути до грани опоры менее 3,0 м необходимо укладывать контруголки, выходящие в каждую сторону за боковые грани путепровода или пешеходного моста не менее чем на 10 м.

В пути на мостах и путепроводах дорог промышленных предприятий при кривых радиусом 500 м и менее следует предусматривать специальные устройства, препятствующие изменению ширины колеи.

5.8 Мостовое полотно автодорожных и городских мостов

5.8.1 Параметры и конструкция мостового полотна должны отвечать требованиям, установленным для данной дороги или улицы СП РК 3.03-101, СП РК 3.01-101 и СНиП 2.05.11, и обеспечивать механизированное устройство одежды, а так же удобные условия текущего содержания (механизированную очистку ездового полотна и тротуаров от грязи, снега и пр.).

5.8.2 Опоры контактной сети и освещения следует располагать, как правило, в створе перил (при ширине тротуаров 2,25 м и менее) или в междупутье трамвайных путей при расположении их на обособленном полотне.

Головки рельсов трамвайных путей на необособленном полотне должны со стороны автопоездов располагаться на уровне верха покрытия проезжей части.

На городских и пешеходных мостах, как правило, должно предусматриваться устройство стационарного электрического освещения. На других мостах необходимость и вид такого освещения устанавливаются в соответствии с требованиями, содержащихся в СП РК 3.03-101 и СП РК 3.03-122 по освещенности автомобильных дорог разного назначения.

5.8.3 Одежда ездового полотна на железобетонной плите проезжей части может приниматься многослойной, включающей, как правило, покрытие, защитный слой, гидроизоляцию и выравнивающий слой, а так же двух- или однослойной, включающей выравнивающий слой бетона особо низкой проницаемости (по СП РК 2.01-101 с маркой по водопроницаемости W8), выполняющего гидроизолирующие функции, и асфальтобетонное покрытие или только выравнивающий слой.

Покрытие на проезжей части следует предусматривать в виде двух слоев асфальтобетона общей толщиной не менее 70 мм из мелкозернистой смеси в соответствии с категорией дороги – типа Б, В и Г не ниже II марки или из армированного цементобетона толщиной не менее 80 мм.

Защитный слой следует выполнять из армированного бетона пониженной проницаемости (по СП РК 2.01-101 с маркой по водопроницаемости W6) толщиной не менее 40 мм. При устройстве цементобетонного покрытия допускается совмещать функции покрытия и защитного слоя. Выравнивающий слой в многослойной конструкции одежды рекомендуется выполнять из цементопесчаного раствора толщиной не менее 30 мм или асфальтобетона.

Однослойную или двухслойную одежду ездового полотна с выравнивающим слоем из бетона особо низкой проницаемости, выполняющего гидроизолирующие функции, допускается устраивать на пролетных строениях, не имеющих в железобетонной плите проезжей части предварительно напряженной арматуры, при условии, что действующие в

верхних фибрах выравнивающего слоя растягивающее напряжения не превосходят расчетных сопротивлений бетона растяжению при изгибе, определяемых в соответствии с ГОСТ 10180. Величину защитного слоя следует принимать не менее 40 мм.

На пролетных строениях дорог III-V, I-с, II-с, категорий по согласованию с заказчиком допускается в качестве временной одежды ездового полотна применять сборные железобетонные плиты, укладываемые на выравнивающий слой толщиной 30-50 мм из пескоцементной смеси. При этом плиту проезжей части и боковые поверхности несущих конструкций, на которые может попасть вода, следует гидроизолировать.

5.8.4 В конструкциях одежды ездового полотна на металлической плите проезжей части следует предусматривать меры по обеспечению надежного сцепления покрытия с поверхностью металла и защите металлической поверхности от коррозии.

5.8.5 Полосы безопасности (предохранительные) и разделительные следует выделять покрытием из материалов разной фактуры или разметкой – сплошной маркировочной линией из износоустойчивых материалов.

5.8.6 На мостах, как правило, следует предусматривать на каждой стороне тротуара или служебные проходы, ограждаемые с наружных сторон перилами высотой 1,10 м.

На мостах с отдельными пролетными строениями тротуары и служебные проходы могут предусматриваться только с внешней стороны (по отношению к оси дороги) каждого пролетного строения.

На городских эстакадах, путепроводах и мостах грузовых дорог, изолированных от пешеходного движения, а так же на мостовых сооружениях автомобильных дорог при интенсивности пешеходного движения 200 чел/сут и менее допускается предусматривать только служебные проходы.

Вне населенных пунктов при отсутствии пешеходного движения на мостовых сооружениях длиной до 50 м служебные проходы допускается не устраивать.

Ширина служебных проходов принимается равной 0,75 м.

Ширину тротуаров следует назначать по расчету в зависимости от величины расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час «пик». Расчетную пропускную способность пешеходной полосы шириной 0,75 м следует принимать равной 1500 чел/ч. Ширину многополосных тротуаров, как правило, следует назначать кратной 0,75 м, ширину однополосных тротуаров – не менее 1,0 м.

На мостах, расположенных в городах, поселках и сельских населенных пунктах, ширину тротуаров следует принимать не менее 1,50 м.

Устройство тротуаров с шириной, не кратной 0,75 м, обусловленное конструктивными соображениями, допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании и по согласованию с заказчиком.

5.8.7 Со стороны проезда транспортных средств тротуары и обособленное трамвайное полотно на скоростных дорогах и магистральных улицах и дорогах должны быть отделены от проезжей части ограждающими устройствами:

- металлическими барьерными или железобетонными парапетами высотой 0,75 м на мостовых сооружениях автомобильных дорог I-III категорий и в городах;

- то же, высотой 0,6 м на мостовых сооружениях автомобильных дорог IV, V, I-с, II-с категорий, в поселках и сельских населенных пунктах;

- колесоотбойным брусом высотой 0,25 м на деревянных мостах.

За высоту ограждения следует принимать расстояние от поверхности покрытия до верхней грани ограждения.

Высота ограждений на мостовых сооружениях дорог промышленных предприятий должна назначаться не менее $1/2$ диаметра колеса расчетного автомобиля, но не менее 0,75 м.

При отсутствии на мостовом сооружении тротуаров и служебных проходов ограждения должны быть установлены не ближе 0,5 м от края плиты пролетного строения и могут быть при этом совмещены с перильными ограждениями, устройство которых должно предусматриваться во всех случаях.

На разделительной полосе следует предусматривать ограждения в случае, если:

- ограждения имеются на разделительной полосе подходов;
- на разделительной полосе расположены элементы конструкций моста, опоры контактной сети, освещения и т.п.;
- конструкция разделительной полосы не рассчитана на выезд транспортных средств на полосу.

Ограждения на подходах к мостовым сооружениям следует устраивать на длине не менее 18 м от начала и конца сооружения, причем на первых 6 м они должны быть в одном створе с ограждениями на мостовом сооружении. Отгон в плане ограждений, устанавливаемых на мостовом сооружении, к ограждениям на обочинах дороги должен быть с тангенсом не более 1:20.

5.8.8 Конструкции деформационных швов должны не нарушать плавности движения транспортных средств и исключать попадание воды и грязи на опорные площадки и нижерасположенные части моста.

При применении водопроницаемых швов следует предусматривать:

- возможность осмотра и ремонта конструкции швов сверху;
- отвод воды, проникающей через шов, с помощью лотков, имеющих уклон не менее 50 ‰;
- удобный осмотр и очистку лотков от грязи.

Цементобетонные покрытия над деформационным швом следует прерывать во всех случаях. Асфальтобетонные покрытия допускается устраивать непрерывными на дорогах I–III, I–с, I–в, I–к, II–к категорий при перемещениях в шве не более 5 мм, на дорогах более низких категорий – до 10 мм.

Конструкции деформационных швов должны быть надежно закреплены в пролетных строениях. Перекрывающие элементы, скользящие листы или плиты следует прижимать к окаймлению с помощью пружин или другими способами, исключающими неплотное прилегание перекрывающих скользящих элементов.

5.9 Сопряжение мостов с подходами

5.9.1 Земляное полотно на протяжении 10 м от задней грани устоев у больших железнодорожных мостов должно быть уширено на 0,5 м с каждой стороны, у автодорожных и городских мостов — иметь ширину не менее расстояния между перилами

плюс 0,5 м с каждой стороны. Переход от увеличенной ширины к нормальной следует делать плавным и осуществлять на длине 15-25 м.

В местах примыкания насыпи к устоям железнодорожных мостов следует предусматривать меры для удержания балластной призмы от осыпания.

5.9.2 В сопряжении автодорожных и городских мостов с насыпью следует предусматривать укладку железобетонных переходных плит, опираемых одним концом на шкафную стенку устоя, а другим — на лежень.

Переходные плиты укладывают на полную ширину сооружения. В пределах ширины тротуаров укладывают плиты укороченной длины.

Длину плит следует принимать в зависимости от высоты насыпи и ожидаемых осадок грунта под лежнем плиты в диапазоне от 4 м до 8 м.

На мостах с устоями, опирающимися непосредственно на насыпь (диванного типа), длину переходных плит следует назначать, учитывая необходимость соблюдения принятого профиля проезда при возможной разности осадок опорных площадок плиты, и принимать не менее 2 м.

Щебеночная подушка под лежнем плиты должна опираться на дренирующий грунт или на грунт насыпи ниже глубины промерзания. Щебеночная подушка должна быть отделена от грунта насыпи разделительным материалом, хорошо фильтрующим и не подверженным быстрому заиливанию. При слабых грунтах в основании насыпи лежни переходных плит и устоев диванного типа следует укладывать на армогрунтовое основание.

Щебеночную подушку устраивают из фракционного щебня по способу заклинки. Нижний слой толщиной 50 мм втрамбовывают в грунт.

Поверхности переходных плит и лежня должны иметь гидроизоляцию преимущественно обмазочного типа.

Переходные плиты следует выполнять, как правило, сборно-монолитными из бетона класса В30, маркой по водонепроницаемости W6 с морозостойкостью, соответствующей району строительства.

Покрытие проезжей части в пределах переходных плит следует выполнять одновременно с устройством покрытия на мостовом сооружении.

5.9.3 При сопряжении конструкций мостов с насыпями подходов необходимо выполнять условия:

а) после осадки насыпи и конуса примыкающая к насыпи часть устоя или свободной консоли (в автодорожных мостах) должна входить в конус на величину (считая от вершины конуса насыпи на уровне бровки полотна до грани, сопрягаемой с насыпью конструкции) не менее 0,75 м при высоте насыпи до 6 м и не менее 1,00 м при высоте насыпи выше 6 м;

б) откосы конусов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) или верха боковых стенок, ограждающих шкафную часть, не менее чем на 0,50 м — для железнодорожных и на 0,40 м — для автодорожных и городских мостов. Низ конуса насыпи у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя. В обсыпных устоях мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше уровня воды расчетного паводка (без подпора и наката волн) не менее чем на 0,50 м;

в) откосы конусов необсыпных устоев должны иметь уклоны на высоте первых 6 м, считая сверху вниз от бровки насыпи, — не круче 1:1,25, на высоте следующих 6 м — не круче 1:1,50, при высоте насыпи выше 12 м — не менее 1:1,75 в пределах всего конуса или до более пологой его части. Крутизну откосов конусов насыпей следует определять расчетом устойчивости конуса (с проверкой основания);

г) откосы конусов обсыпных устоев должны иметь уклоны не круче 1:1,5, при высоте насыпей свыше 12 м должны определяться расчетом по устойчивости (с проверкой основания).

Для сейсмических районов уклоны откосов конусов следует назначать в соответствии с требованиями СНиП II-7.

5.9.4 Крайний ряд стоек или свай устоев деревянных мостов должен входить в насыпь не менее чем на 0,50 м, считая от оси стойки до бровки конуса, при этом концы прогонов должны быть защищены от соприкосновения с грунтом.

5.9.5 Отсыпку конусов, а также насыпей за устоями мостов на длину поверху — не менее высоты насыпи за устоем плюс 2,0 м и понизу (в уровне естественной поверхности грунта) — не менее 2,0 м следует предусматривать из песчаного или другого дренирующего грунта с коэффициентом фильтрации (после уплотнения) не менее 2 м/сут. Дренирующую засыпку необходимо уплотнять до коэффициента уплотнения не менее 0,98.

В особых условиях при соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применение песков с коэффициентом фильтрации менее 2 м/сут при обеспечении с помощью конструктивных и технологических мероприятий (в том числе с применением укрепляющих и армирующих синтетических материалов и сеток) требуемой надежности и долговечности устоев, конусов и насыпей за устоями.

5.9.6 Откосы конусов у мостов и путепроводов должны быть укреплены на всю высоту. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений следует назначать в зависимости от их крутизны, условий ледохода, воздействия волн и течения воды при скоростях, отвечающих максимальным расходам во время паводков: наибольших — для мостов на железных дорогах общей сети и расчетных — для остальных мостов. Отметки верха укреплений должны быть выше уровней воды, отвечающих указанным выше паводкам, с учетом подпора и наката волны на насыпь:

- у больших и средних мостов — не менее 0,50 м;
- у малых мостов и труб — не менее 0,25 м.

5.10 Отвод воды

5.10.1 Проезжую часть и другие поверхности конструкций (в том числе тротуары), на которые может попадать вода, следует проектировать с поперечным уклоном не менее 20 ‰, в балластных корытах железнодорожных мостов — не менее 30 ‰. При этом поперечный профиль следует проектировать без перелома уклонов проезжей части и тротуаров.

Продольный уклон поверхности проезжей части на автодорожных и городских мостах следует принимать не менее 5 ‰. При продольном уклоне свыше 10 ‰

допускается уменьшение поперечного уклона при условии, что геометрическая сумма уклонов будет не менее 20 ‰.

5.10.2 Воду с ездового полотна следует отводить через водоотводные трубки или через поперечные или продольные лотки. При наличии в конструкции одежды ездового полотна гидроизоляции (кроме гидроизоляции из бетона особо низкой проницаемости) установка водоотводных трубок обязательна. Неорганизованный сброс воды через тротуары (по всей длине пролетного строения) не допускается.

Верх водоотводных трубок и дно лотков следует устраивать ниже поверхности, с которой отводится вода, не менее чем на 1 см.

Вода из водоотводных устройств не должна попадать на нижележащие конструкции, а также на железнодорожные пути, проезжую часть и тротуары автомобильных дорог, расположенных под путепроводами.

Для предотвращения периодического увлажнения нижних поверхностей железобетонных и бетонных конструкций (консольных плит крайних балок, тротуарных блоков, оголовков опор и др.) следует устраивать защитные выступы и слезники.

В местах сброса воды с пролетного строения на конус насыпи, на конусе вдоль моста следует устраивать водоотводные лотки. Для отвода воды из-за устоев необходимо предусматривать устройство надежно действующей дренажной системы.

5.10.3 Водоотводные трубки должны иметь внутренний диаметр не менее 150 мм.

Трубки для отвода дренажных вод должны иметь диаметр не менее 40 мм.

Водоотводные трубки в балластных корытах железнодорожных мостов следует устраивать из расчета не менее 5 см² сечения трубки на 1 м² площади стока.

Расстояния между дренажными трубками на проезжей части автодорожных и городских мостов должны составлять вдоль пролета не более 6 м при продольном уклоне до 5 ‰ и 12 м — при уклонах от 5 ‰ до 10 ‰. На более крутых уклонах расстояние между трубками может быть увеличено. Число трубок на одном пролете не должно быть менее трех.

Водоотводные и дренажные трубки следует устанавливать во время бетонирования конструкций. Гидроизоляция должна быть заведена в воронку трубки и защемлена водоприемным стаканом. Конструкция трубок должна позволять быструю и простую их разборку и прочистку.

5.11 Эксплуатационные обустройства

5.11.1 Все части пролетных строений, видимые поверхности опор и труб должны быть доступны для осмотра и ухода, для чего следует устраивать проходы, люки, лестницы, перильные ограждения (высотой не менее 1,10 м), специальные смотровые приспособления, а также, при необходимости, закладные части для подвески временных подмостей. На мостах с балочными пролетными строениями и подвижными опорными частями следует предусматривать условия для выполнения работ по регулированию положения, ремонту или замене опорных частей.

5.11.2 У каждого конца мостового сооружения или трубы при высоте насыпи выше 2 м для железнодорожных и выше 4 м для автодорожных сооружений следует, как правило, устраивать по откосам постоянные лестничные сходы шириной не менее 0,75 м.

5.11.3 На железнодорожных мостах и в путепроводах тоннельного типа при их длине свыше 50 м следует предусматривать площадки-убежища в уровне железнодорожного проезда через 50 м с каждой стороны проезда, располагаемые в шахматном порядке. При длине мостового сооружения до 100 м площадки-убежища допускается устраивать по одной с каждой стороны проезда.

На линиях, где предусмотрена скорость движения поездов свыше 120 км/ч, а также в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 ниже минус 40 °С расстояние между площадками-убежищами должно быть не более 25 м.

5.11.4 Все металлические конструкции мостовых сооружений должны быть заземлены, если они расположены на расстояниях менее 5 м от контактной сети постоянного тока и менее 10 м от контактной сети переменного тока.

Также должны быть заземлены железобетонные и бетонные конструкции, поддерживающие контактную сеть.

5.11.5 На путепроводах и пешеходных мостах через пути электрифицированных железных дорог над контактной сетью следует предусматривать устройство ограждающих и предохранительных вертикальных щитов (сеток) высотой 2,0 м. Допускается применение с каждой стороны моста горизонтальных щитов (сеток) длиной не менее 1,5 м.

5.11.6 Железнодорожные мосты и путепроводы на путях перевозки ковшей с жидким чугуном и горячим шлаком должны иметь вместо перил специальные предохранительные ограждения, высота которых должна быть на 20 см выше верха ковшей. При этом через 50 м с каждой стороны следует предусматривать площадки-убежища, располагающиеся в шахматном порядке.

Конструкции путепроводов, под которыми предполагается проход слитко-, чугуно- или шлаковозных составов, должны иметь специальные экраны, ограничивающие нагрев ограждаемых конструкций до температуры не выше 100 °С.

5.11.7 На всех мостах не допускается прокладка нефтепроводов, нефтепродуктопроводов и, как правило, линий высоковольтных электропередач (напряжением свыше 1000 В). Кроме того, на мостах не допускается прокладка газопроводов и канализационных трубопроводов, а также водопроводных линий.

При специальном технико-экономическом обосновании на автодорожных, городских и пешеходных мостах допускается прокладка в стальных трубах тепловых сетей, водопроводных линий, напорной канализации и газопроводов с рабочим давлением не более 0,6 МПа.

Во всех случаях должны быть предусмотрены меры по обеспечению сохранности моста, а также непрерывности и безопасности движения по нему в случаях прорывов и повреждений трубопроводов и кабелей. Для этого на больших и средних мостах как правило, а на железнодорожных мостах обязательно линии электропередачи и другие коммуникации должны иметь устройства для выключения этих линий и коммуникаций с обеих сторон моста.

ПРИМЕЧАНИЕ В обоснованных случаях на городских и автодорожных мостах, расположенных в населенных пунктах, по согласованию с эксплуатирующей мост организацией или заказчиком, допускается

прокладка кабельных линий высоковольтных электропередач при условии обеспечения безопасности работ по текущему содержанию моста.

Прокладка кабельных маслонаполненных линий и высоковольтных воздушных электропередач по мостам не разрешается.

5.11.8 Железнодорожные и автодорожные мосты с разводными пролетами, а также мосты с совмещенной проезжей частью (для одновременного движения рельсовых и безрельсовых транспортных средств) должны быть ограждены с обеих сторон сигналами прикрытия, находящимися на расстоянии не менее 50 м от въездов на них.

Открывание сигналов прикрытия должно быть возможным только при неразведенном положении разводного пролета, а также при незанятом состоянии совмещенного проезда.

Железнодорожные мосты с разводными пролетами, а также однопутные мосты на двухпутных участках дороги должны быть защищены предохранительными (улавливающими) тупиками или устройствами путевого заграждения.

Для больших железнодорожных мостов следует предусматривать устройство заградительной и оповестительной сигнализации, а также контрольно-габаритных устройств.

Судоходные пролеты на мостах через водные пути должны быть оборудованы освещаемой судовой сигнализацией.

5.11.9 У охраняемых мостов следует предусматривать помещения для службы охраны моста и соответствующие устройства.

Около больших железнодорожных мостов, а также автодорожных и городских мостов длиной свыше 200 м следует предусматривать помещения площадью 16 — 25 м² для их обслуживания и, кроме того, в обоснованных случаях — помещения для компрессорных.

На больших железнодорожных мостах для механизации работ по текущему содержанию и ремонту следует предусматривать устройство линий подачи сжатого воздуха и воды, а также линий продольного электроснабжения с токоразборными точками.

6 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

6.1 Виды нагрузок и воздействий

6.1.1 Конструкции мостов и труб следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, принимаемые в соответствии с Таблицей 5.

6.1.2 Коэффициенты сочетаний η , учитывающие уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок, следует во всех расчетах принимать равными:

а) к постоянным нагрузкам № 1-6, к нагрузке № 17 и весу порожнего подвижного состава железных дорог — 1,0;

б) при учете действия только одной из временных нагрузок или группы сопутствующих одна другой нагрузок № 7-9 (№7, 8, 10) без других нагрузок — 1,0;

в) при учете действия двух или более временных нагрузок (условно считая группу нагрузок № 7-9 или № 7, 8, 10 за одну нагрузку) к одной из временных нагрузок — 0,8, к остальным — 0,7.

Таблица 5 – Нагрузки и воздействия

Номер нагрузки (воздействия)	Нагрузки и воздействия	Номер нагрузки (воздействия), не учитываемой в сочетании с данной нагрузкой (воздействием)
Постоянные		
1	Собственный вес конструкций	—
2	Воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий)	—
3	Давление грунта от веса насыпи	—
4	Гидростатическое давление	—
5	Воздействие усадки и ползучести бетона	—
6	Воздействие осадки грунта	—
Временные От подвижного состава и пешеходов		
7	Вертикальные нагрузки	16, 17
8	Давление грунта от подвижного состава	16, 17
9	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы	10, 16, 17
10	Горизонтальные поперечные удары подвижного состава	9, 11, 12, 16-18
11	Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги	10, 13, 14, 16, 17
Прочие		
12	Ветровая нагрузка	10, 14, 18
13	Ледовая нагрузка	11, 14, 16, 18
14	Нагрузка от навала судов	11-13, 15-18
15	Температурные климатические воздействия	14, 18
16	Воздействие морозного пучения грунта	7-11, 13, 14, 18
17	Строительные нагрузки	7-11, 14, 18
18	Сейсмические нагрузки	10, 12-17
19	Трение и сопротивление сдвигу в опорных частях	11, 14, 18
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчеты на выносливость производят на сочетания, в которые кроме постоянных нагрузок и воздействий входят временные нагрузки № 7-9, при этом вертикальную нагрузку от пешеходов на тротуарах с вертикальной нагрузкой от подвижного состава совместно учитывать не следует.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчеты по предельным состояниям II группы следует производить только на сочетания нагрузок и воздействий № 1-9, 15 и 17. При этом в расчетах железобетонных конструкций по трещиностойкости также надлежит учитывать нагрузку № 11, а при расчете горизонтальных перемещений верха опор — нагрузки № 10, 12 и 13.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для пешеходных мостов закрытого типа следует учитывать снеговую нагрузку согласно СНиП 2.01.07.</p>		

ПРИМЕЧАНИЕ 1 К нагрузке № 12 во всех случаях сочетания с нагрузкой № 7 в зависимости от вида подвижного состава, образующего нагрузку, коэффициент η следует принимать равным:

- а) при загрузении железнодорожным подвижным составом и поездами метрополитена:
 - 1) не защищенными от воздействия бокового ветра — 0,5;
 - 2) защищенными галереями от воздействия бокового ветра — 1,0;
- б) при загрузении автотранспортными средствами и вагонами трамвая — 0,25.

Для автодорожных и городских мостов в случае действия нескольких временных нагрузок и отсутствия среди них нагрузки № 7 к нагрузке № 12 следует принимать $\eta = 0,5$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Во всех сочетаниях нагрузок коэффициенты η необходимо принимать: к нагрузкам № 7-9 — одинаковыми, к нагрузке № 11 — не более чем к нагрузке № 7.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 При учете нагрузки № 18 совместно с нагрузкой № 7 и ей сопутствующими нагрузками коэффициенты η следует принимать к нагрузке № 18 - 0,8, к остальным временным нагрузкам для мостов:

- железнодорожных (только с одного пути) — 0,7;
- автодорожных и городских — 0,3.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Значения коэффициентов η для различных комбинаций временных нагрузок и воздействий приведены в Приложении В.

6.1.3 Величины нагрузок и воздействий для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают согласно Таблицы 6 с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f (по 6.2.7, 6.3.13 и 6.4.9 для соответствующих нормативных нагрузок и воздействий) и динамическими коэффициентами $1+\mu$ или $1+2/3\mu$, указанными в 6.3.12 согласно Таблице 6.

Таблица 6 – Коэффициенты надежности по нагрузкам и динамические коэффициенты

Группа предельного состояния	Вид расчета	Вводимый коэффициент	
		ко всем нагрузкам и воздействиям, кроме подвижной вертикальной	к подвижной вертикальной нагрузке*
I	а) Все расчеты, кроме перечисленных в «б» — «г»	γ_f	$\gamma_f; 1 + \mu$
	б) На выносливость	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1;$ $1 + 2/3\mu$
	в) По устойчивости положения	γ_f	γ_f^{***}
	г) На сочетания, включающие сейсмическую нагрузку	γ_f^{**}	γ_f
II	Все расчеты, включая расчеты по образованию и раскрытию трещин в железобетоне	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1$
<p>* Во всех неоговоренных случаях (кроме нагрузки от кранов по 6.4.7) динамический коэффициент следует принимать $1 + \mu = 1$.</p> <p>** Для сейсмических нагрузок следует принимать $\gamma_f = 1$.</p> <p>*** К порожнему составу железных дорог и метрополитена следует принимать $\gamma_f = 1$.</p>			

6.2 Постоянные нагрузки и воздействия

6.2.1 Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса конструкций, а также постоянных смотровых приспособлений, опор и проводов линий электрификации и связи, трубопроводов и т.д. следует определять по проектным объемам.

Для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса допускается принимать равномерно распределенной по длине пролета, если величина ее на отдельных участках отклоняется от средней величины не более чем на 10 %.

Нормативную нагрузку от веса мостового полотна одного железнодорожного пути следует принимать равной:

- при деревянных поперечинах и отсутствии тротуаров — 6,9 кН/м пути;
- то же, при двух тротуарах с металлическими консолями и железобетонными плитами настила — 12,7 кН/м пути;
- при железобетонных безбалластных плитах без тротуаров — 16,7 кН/м пути;
- то же, с двумя тротуарами — 22,6 кН/м пути.

Вес сварных швов, а также выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами допускается принимать в процентах к общему весу металла по Таблице 7.

Таблица 7 - Вес сварных швов и деталей к общему весу металла

Металлическая конструкция	Сварные швы, %	Выступающие части высокопрочных болтов, гайки и две шайбы, %
Болтосварная	1,0	4,0
Сварная	2,0	—

6.2.2 Нормативное воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий) в конструкции следует устанавливать по предусмотренному (контролируемому) усилию с учетом нормативных величин потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы.

В железобетонных и сталежелезобетонных конструкциях кроме потерь, связанных с технологией выполнения работ по напряжению и регулированию усилий, следует учитывать также потери, вызываемые усадкой и ползучестью бетона.

6.2.3 Нормативное давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб следует определять по формулам, кПа:

а) вертикальное давление:

- для опор мостов

$$p_v = \gamma_n h, \quad (3)$$

- для звеньев труб

$$p_v = C_v \gamma_n h, \quad (4)$$

б) горизонтальное (боковое) давление

$$p_n = \gamma_n h_x \tau_n, \quad (5)$$

где h , h_x — высота засыпки, м, определяемая для устоев мостов по Приложению Г, для звеньев труб — по Приложению Д;

γ_n — нормативный удельный вес грунта, кН/м³;

C_v — коэффициент вертикального давления, определяемый для звеньев труб по Приложению Д;

τ_n — коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки береговых опор мостов или звеньев труб, определяемый по формуле

$$\tau_n = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (6)$$

где φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта, град.

Значения γ_n и φ_n следует, как правило, принимать на основании лабораторных исследований образцов грунтов, предназначенных для засыпки сооружения.

При повторном применении проектов для определения нормативного давления грунта допускается принимать удельный вес грунта засыпки $\gamma_n = 17,7 \text{ кН/м}^3$, нормативные углы внутреннего трения φ_n равными:

- для устоев при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом — 35° ;
- для звеньев труб, находящихся в насыпи, — 30° ;
- для оголовков труб — 25° .

Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры мостов от собственного веса грунта приведена в Приложении Г.

6.2.4 Нормативное гидростатическое давление (взвешивающее действие воды) следует определять в соответствии с указаниями Раздела 11.

6.2.5 Нормативное воздействие усадки и ползучести бетона следует принимать в виде относительных деформаций и учитывать при определении перемещений и усилий в конструкциях. Ползучесть бетона определяется только от действия постоянных нагрузок.

Значения нормативных деформаций усадки и ползучести для рассматриваемой стадии работы следует определять по значениям предельных относительных деформаций усадки бетона ε_n и удельных деформаций ползучести бетона c_n в соответствии с указаниями Разделов 7 и 9.

6.2.6 Нормативное воздействие от осадки грунта в основании опор мостов следует учитывать при применении пролетных строений внешне статически неопределимой системы и принимать по результатам расчета осадок фундаментов.

6.2.7 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для постоянных нагрузок и воздействий, указанных в 6.2.1-6.2.6, следует принимать по Таблице 8. При этом на всех загружаемых нагрузкой участках значения γ_f для каждой из нагрузок следует принимать одинаковыми во всех случаях, за исключением расчетов по устойчивости положения, в которых γ_f для разных загружаемых участков принимается в соответствии с 5.5.5 и 5.5.6.

Таблица 8 - Коэффициенты надежности для постоянных нагрузок и воздействий

Нагрузки и воздействия	Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f
Все нагрузки и воздействия, кроме указанных ниже в данной таблице	1,1 (0,9)
Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу, а также пути метрополитена и трамвая	1,3 (0,9)
Вес балластного мостового полотна под трамвайные пути на бетонных и железобетонных плитах	1,2 (0,9)

Таблица 8 - Коэффициенты надежности для постоянных нагрузок и воздействий
(продолжение)

Нагрузки и воздействия	Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f
Вес выравнивающего, изоляционного, защитного слоев, ограждений перил, коммуникаций автодорожных и городских мостов	1,3 (0,9)
Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов	1,5 (0,9)
То же, городских мостов	2,0 (0,9)
Вес деревянных конструкций в мостах	1,2 (0,9)
Горизонтальное давление грунта от веса насыпи:	
- на опоры мостов (включая устои)	1,4 (0,7)
- на звенья труб	1,3 (0,8)
Гидростатическое давление	1,1 (0,9)
Воздействие усадки и ползучести бетона и предварительного напряжения арматуры в конструкции и регулирование усилий	1,1 (0,9)
Воздействие осадки грунта	1,5 (0,5)
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения γ_f для мостов на внутрихозяйственных автомобильных дорогах следует принимать такими же, как и для мостов на автомобильных дорогах общего пользования.	
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения γ_f в скобках следует принимать в случаях, когда при этом сочетании нагрузок создается более невыгодное воздействие на элементы конструкции.	

6.3 Временные нагрузки от подвижного состава и пешеходов

6.3.1 Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава железных дорог (СК) следует принимать (с учетом перспективы развития транспортных средств железных дорог) в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок v , кН/м пути, полученных от отдельных групп сосредоточенных грузов весом до 24,5К (кН) и равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 9,81К (кН/м пути).

Показатель K обозначает класс устанавливаемой нагрузки, который принимается равным:

- для капитальных сооружений — 14;
- для деревянных мостов — 10.

Таблица интенсивности нормативной нагрузки v и правила загрузки указанной нагрузкой линий влияния приведены в Приложении Е. При этом приняты обозначения: λ — длина загрузки линии влияния, м; $\alpha = a/\lambda$ — относительное положение вершины линии влияния; a — проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния, м.

Вес нагрузки, приходящийся на 1 м пути, следует принимать равным значениям v при $\alpha = a/\lambda = 0,5$, но не более 19,62К (кН/м пути).

Временную вертикальную нагрузку от порожнего подвижного состава следует принимать равной 13,7 кН/м пути.

Нормативную нагрузку для расчета мостов и труб на путях железных дорог промышленных предприятий, где предусмотрено обращение особо тяжелого железнодорожного подвижного состава, следует принимать с учетом его веса.

В случаях, указанных ниже, нагрузку СК необходимо вводить в расчеты с коэффициентами $\varepsilon \leq 1$, которые учитывают наличие в поездах только перспективных локомотивов и вагонов, а также отсутствие тяжелых транспортеров.

Нагрузку ε СК необходимо принимать в расчетах:

- на выносливость;
- железобетонных конструкций по раскрытию трещин, по сейсмическим нагрузкам, а также при определении прогибов пролетных строений и перемещений опор — на всех загружаемых путях; при загрузениях второго и третьего путей — во всех других случаях.

Величину коэффициента ε следует определять по Таблице 9.

Таблица 9 - Коэффициенты ε

Длина загрузки λ , м	Коэффициент ε
5 и менее	1,00
от 10 до 25	0,85
50 и более	1,00
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если кроме коэффициента ε в расчетах учитывают динамический коэффициент $(1+\mu$ или $1+2/3\mu)$, то их произведение следует принимать не менее единицы.	
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для промежуточных значений λ коэффициент ε следует определять по интерполяции.	

6.3.2 Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах (общего пользования, внутрихозяйственных сельскохозяйственных организаций и предприятий), на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов следует принимать (с учетом перспективы):

а) от автотранспортных средств — в виде полос АК (Рисунок 1, а), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой 9,8К (кН) и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью v (на обе колеи) — 0,98К (кН/м), где s — длина, м, соприкосновения колеса с покрытием проезжей части.

Нагрузкой АК загружаются также трамвайные пути при их расположении на необособленном полотне.

Класс нагрузки К надлежит принимать равным 14 для мостов и труб на дорогах I-IV категорий и равным 11 для малых и средних мостов на дорогах V категории.

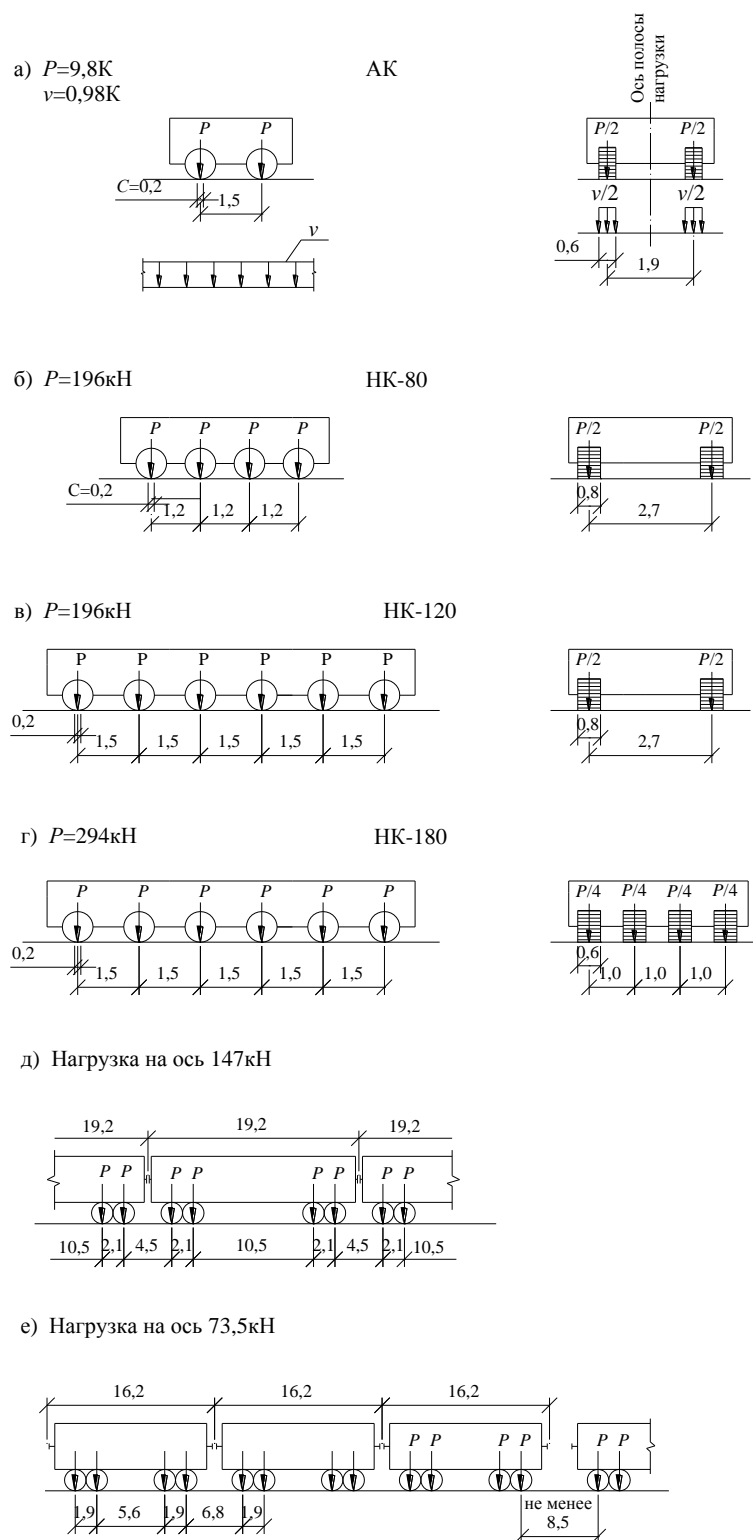
Для деревянных мостов, расположенных в рекреационных и природоохранных зонах городов, класс нагрузки следует принимать равным 11.

При проектировании реконструкции существующих мостов и труб от автотранспортных средств класс нагрузки К следует принимать равным 14 при замене сооружения на новое и равным 11 при полном или частичном использовании существующих конструкций сооружения;

б) от тяжелых одиночных нагрузок НК по СТ РК 1380 для мостов и труб, проектируемых:

- под нагрузку A14 — в виде шестиосных тележек НК-120 и НК-180 с нагрузкой на ось 196 кН и 294 кН соответственно (Рисунок 1, в, г);

- под нагрузку A11 — в виде четырехосной тележки НК-80 с нагрузкой на ось 196 кН (Рисунок 1, б);



а) - автомобильная нагрузка АК в виде полосы равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v и одиночной тележки с давлением на ось P ; б), в), г) - тяжелые одиночные нагрузки НК-80, НК-120, НК-180; д) – поезда метрополитена; е) – поезда трамвая.

Рисунок 1 - Схемы нагрузок от транспортных средств для расчета автодорожных и городских мостов

в) от подвижного состава метрополитена с каждого пути — в виде поезда расчетной длины, состоящего из четырехосных вагонов (Рисунок 1, д) общим весом каждого загруженного вагона 588 кН. При загрузке линий влияния, имеющих два или более участков одного знака, разделяющие их участки другого знака следует загружать порожними вагонами весом каждый 294 кН;

г) от трамваев (при расположении трамвайных путей на самостоятельном огражденном или обособленном полотне) с каждого пути — в виде поездов из четырехосных вагонов (Рисунок 1, е) общим весом каждого загруженного вагона 294 кН и порожнего — 147 кН; число вагонов в поезде и расстояние между поездами должны соответствовать самому неблагоприятному загрузке при следующих ограничениях: число вагонов в одном поезде — не более четырех; расстояния между крайними осями рядом расположенных поездов — не менее 8,5 м.

Загрузки моста указанными нагрузками должны создавать в рассчитываемых элементах наибольшие усилия, в установленных нормах местах конструкции — максимальные перемещения (деформации). При этом для нагрузки АК во всех случаях должны быть выполнены условия:

- при наличии линий влияния, имеющих три или более участков разных знаков, тележкой загружается участок, дающий для рассматриваемого знака наибольшее значение усилия (перемещения), равномерно распределенной нагрузкой (с необходимыми ее перерывами по длине) загружаются все участки, вызывающие усилие (перемещение) этого знака;

- число полос нагрузки, размещаемой на мосту, не должно превышать установленного числа полос движения;

- расстояния между осями смежных полос нагрузки должны быть не менее 3,0 м;

- при многополосном движении в каждом направлении и отсутствии разделительной полосы на мосту ось крайней внутренней полосы нагрузки каждого направления не должна быть расположена ближе 1,5 м от осевой линии или линии, разделяющей направления движения.

При расчетах конструкций мостов по прочности и устойчивости следует рассматривать два случая воздействия нагрузки АК:

- *первый* — предусматривающий невыгодное размещение на проезжей части (в которую не входят полосы безопасности) числа полос нагрузки, не превышающего числа полос движения;

- *второй* — предусматривающий при незагруженных тротуарах невыгодное размещение на всей ширине ездого полотна (в которое входят полосы безопасности) двух полос нагрузки (на однополосных мостах — одной полосы нагрузки).

При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены не ближе 1,5 м от кромки проезжей части — в первом и от ограждения ездого полотна — во втором случаях.

При расчетах конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только первый случай воздействия нагрузки АК.

При определении в рассматриваемом сечении совместного воздействия нескольких силовых факторов допускается для каждого фактора нагрузку АК устанавливать в самое неблагоприятное положение.

Мосты под пути метрополитена (несовмещенные) при расчетах по предельным состояниям первой группы должны быть проверены на загрузку одного из путей поездом, не создающим динамического воздействия, но имеющим длину, превышающую (до 2 раз) длину расчетного поезда. При этом на двухпутных мостах второй путь должен быть загружен поездом расчетной длины.

Одиночные нагрузки НК-80 и НК-120 размещаются в пределах проезжей части (в которую не входят полосы безопасности). Нагрузка НК-180 размещается по оси проезжей части мостового сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при загрузке моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Нагрузку НК не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуарах, с сейсмическими нагрузками, а также при расчетах конструкций на выносливость, а особо тяжелая нагрузка НК-180 не учитывается и при расчете по второй группе предельных состояний.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 При загрузке трамвайных путей временной нагрузкой от автотранспортных средств (6.3.2, а) оси полос нагрузки АК следует совмещать с осями трамвайных путей.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Распределение давления в пределах толщины одежды проезжей части следует принимать под углом 45°.

6.3.3 Нормативную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах промышленных предприятий, где предусмотрено обращение автомобилей особо большой грузоподъемности и на которые не распространяются ограничения весовых и габаритных параметров автотранспортных средств общего назначения, следует принимать в виде колонн двухосных автомобилей АБ с параметрами, приведенными в Таблице 10.

Таблица 10 – Параметры автомобилей АБ

Параметр	Нагрузка		
	АБ-51	АБ-74	АБ-151
Нагрузка на ось груженого автомобиля, кН:			
- заднюю	333	490	990
- переднюю	167	235	490
Расстояние между осями (база) автомобиля, м	3,5	4,2	4,5
Габарит по ширине (по колесам задней оси), м	3,5	3,8	5,4
Ширина колеи, м, колес:			
- задних	2,4	2,5	3,75
- передних	2,8	2,8	4,1
Размер площадки контакта задних колес с покрытием проезжей части, м:			
- по длине	0,4	0,45	0,80
- по ширине	1,1	1,30	1,65
Диаметр колеса, м	1,5	1,8	2,5

При проектировании следует рассматривать случаи:

- по мосту движутся колонны автомобилей, создающие динамическое воздействие;
- на мосту имеет место вынужденная остановка расчетных автомобилей (динамическое воздействие не возникает).

В случае «а» расстояние между задней и передней осями соседних автомобилей в каждой колонне не должно быть менее, м:

20 — для нагрузок АБ-51 и АБ-74;

26 — для нагрузки АБ-151.

По ширине моста колонны, число которых не должно превышать числа полос движения, следует устанавливать в самое невыгодное положение с соблюдением расстояний, указанных в Таблице 11.

В случае «б» мост загружается одной колонной, имеющей не более трех автомобилей. Расстояние между задними и передними осями соседних автомобилей должно быть не менее 8 м — для нагрузок АБ-51 и АБ-74 и не менее 10 м — для нагрузки АБ-151. На остальных полосах устанавливается не более одного автомобиля. По ширине моста колонна и одиночный автомобиль устанавливаются в наиболее невыгодное положение с соблюдением расстояний, указанных в Таблице 11.

Таблица 11 – Расположение автомобилей АБ на мосту

Расстояние по ширине моста	Наименьший размер, м, для нагрузок		
	АБ-51	АБ-74	АБ-151
От ограждения до края заднего колеса автомобиля:			
движущегося	1,0	1,2	1,6
стоящего		Вплотную	
Между краями задних колес соседних автомобилей:			
движущихся	1,9	2,0	2,5
стоящих	0,5	0,7	1,0

Эквивалентные нагрузки для треугольных линий влияния от одиночных автомобилей нагрузки АБ, а также от стоящих и движущихся колонн этих автомобилей (при установленных минимальных расстояниях между автомобилями) приведены в Приложении Ж.

ПРИМЕЧАНИЕ Мосты и трубы, расположенные на дорогах промышленных предприятий, где обращаются автомобили с расчетной шириной свыше 2,5 м, а давление задней тележки менее 196 кН, следует проектировать на нагрузки А14, НК-120 и НК-180.

6.3.4 Во всех расчетах для элементов или отдельных конструкций мостов, воспринимающих временную нагрузку с нескольких путей или полос движения, нагрузку от подвижного состава с одного пути или полосы движения (где нагрузка приводит к самым неблагоприятным результатам) следует принимать с коэффициентом $s_1 = 1,0$.

С остальных путей (полос) нагрузки принимают с коэффициентами полосности s_2 , равными для:

а) нагрузки ε СК (одновременно загружается не более трех путей):

- 1,0 – при длине загрузки 15 м и менее;

- 0,7 – при длине загрузки 25 м и более;

для промежуточных значений длин - по интерполяции.

б) нагрузки АК:

- 1,0 – для тележек;
- 0,6 – для равномерно распределенной нагрузки.

в) нагрузки АБ – 0,7;

г) поездов метрополитена и трамвая – 1,0.

6.3.5 При одновременном загрузении полос автомобильного движения (совместно с тротуарами) и рельсовых путей (железных дорог, метрополитена или трамвая) временную вертикальную нагрузку, которая оказывает меньшее воздействие (как вертикальное, так и горизонтальное), следует вводить в расчет с дополнительным коэффициентом s_2 , определяемым по формулам:

- при одновременном загрузении железнодорожных путей и полос автомобильного движения

$$s_2 = 1 - 0,010 \lambda, \text{ но не менее } 0,75, \quad (7)$$

- то же, путей метрополитена или трамвая и полос автомобильного движения

$$s_2 = 1 - 0,002 \lambda, \text{ но не менее } 0,75, \quad (8)$$

где λ — длина загрузения пролетного строения нагрузкой, оказывающей меньшее воздействие, м.

6.3.6 Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на устои мостов (и промежуточные опоры, если они расположены внутри конусов) от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, следует принимать с учетом распространения нагрузки в грунте ниже подошвы рельса или верха дорожного покрытия под углом к вертикали $\arctg 1/2$ и определять согласно Приложению И.

ПРИМЕЧАНИЕ Совместно с сейсмическим воздействием горизонтальное (боковое) давление грунта на устои от подвижного состава, находящегося на призме обрушения, не учитывается.

6.3.7 Нормативное давление грунта от подвижного состава на звенья (секции) труб, кПа, на соответствующую проекцию внешнего контура трубы следует определять с учетом распределения давления нагрузки в грунте по формулам:

а) вертикальное давление:

- от подвижного состава железных дорог

$$p_v = \frac{v}{2,7 + h}, \quad (9)$$

- от транспортных средств автомобильных и городских дорог (кроме нагрузки АК, на которую расчет не производится), а также дорог промышленных предприятий с обращением автомобилей АБ

$$p_v = \frac{\psi}{a_0 + h}, \quad (10)$$

б) горизонтальное давление

$$p_h = p_v \tau_n, \quad (11)$$

где v — интенсивность временной вертикальной нагрузки от подвижного состава железных дорог, принимаемая по Таблице Е.1 Приложения Е для длины загрузения $\lambda = d + h$ и положения вершины линии влияния $\alpha = 0,5$, но не более 19,6К, кН/м;

- d — диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;
 h — расстояние от подошвы рельса или верха дорожного покрытия до верха звена при определении вертикального давления или до рассматриваемого горизонта при определении горизонтального (бокового) давления, м;
 τ_n — коэффициент, определяемый по Формуле (6);
 ψ — линейная нагрузка, кН/м, определяемая по Таблице 12;
 a_0 — длина участка распределения, м, определяемая по Таблице 12.

Таблица 12 – Параметры ψ и a_0

Параметр	Для нагрузки								
	НК-80	НК-120	НК-180	АБ-51		АБ-74		АБ-151	
	при высоте засыпки*, м								
	1 и более	1 и более	1 и более	1,3 и более	менее 1,3	1,9 и более	менее 1,9	3 и более	менее 3
ψ , кН/м	186	138	206	186	42	186	66	186	93
a_0 , м	3	3	3	3	– 0,3	3	– 0,15	3	0

* В случаях когда высота засыпки менее 1 м при нагрузках НК-80, НК-120 и НК-180, величину давления на рассматриваемую часть трубы следует определять с учетом распределения давления в грунте под углом к вертикали $\arcs \operatorname{tg} 1/2$.

6.3.8 Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы для мостов, расположенных на кривых, следует принимать с каждого пути или полосы движения в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v_h или сосредоточенной одиночной силы F_h . Значения v_h и F_h необходимо принимать:

а) от подвижного состава на мостах железных дорог общей сети проектируемых:

$$\text{под нагрузку С14} \quad v_h = \frac{180}{r} v, \text{ но не более } 0,15v, \quad (12)$$

$$\text{под нагрузку С10} \quad v_h = \frac{60}{r} v, \text{ но не более } 0,15v, \quad (13)$$

где r — радиус кривой, м;

v — вес подвижного состава, кН/м пути, принимаемый в соответствии с 6.3.1;

б) от подвижного состава на мостах железных дорог промышленных предприятий по формуле

$$v_h = 0,008 \frac{v_t^2}{r} v, \quad (14)$$

где v_t — наибольшая скорость, установленная для движения поездов на кривых данного радиуса, км/ч;

в) от поездов метрополитена и трамвая — по формуле

$$v_h = u \frac{v_t^2}{r}, \quad (15)$$

где u — величина, равная:

- для поездов метрополитена — 0,241 (кН·ч/км²);
- для поездов трамвая — 0,143 (кН·ч/км²);

г) от автомобильной нагрузки АК для всех мостов при радиусах кривых:

- 250 м и менее — по формуле

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K, \quad (16)$$

- свыше 250 до 600 м — по формуле

$$v_h = \frac{M}{r\lambda} K, \quad (17)$$

где P — сила, равная 4,4 кН;

M — момент, равный 1079 кНм.

При радиусах кривых более 600 м v_h не учитывают; во всех случаях величина v_h должна быть не менее $\frac{12,7}{r} K$ (кН/м) и не более $0,49K$ (кН/м);

д) от нагрузки АБ для мостов на дорогах промышленных предприятий при радиусах кривых 400 м и менее (при расположении мостов на кривых большего радиуса нагрузку от центробежной силы в расчетах не учитывают) — по формуле

$$F_h = \frac{20G}{r}, \quad (18)$$

где G — вес одного автомобиля (сумма нагрузок на переднюю и заднюю оси), определяемый по Таблице 10.

При многопутном (многополосном) движении нагрузки v_h и F_h учитывают с коэффициентами s_1 в соответствии с 6.3.4, при этом нагрузки v_h со всех полос движения (кроме одной), загружаемых автомобильной нагрузкой АК, принимают с коэффициентом $s_1 = 0,6$.

Высоту приложения нагрузок v_h и F_h (от головки рельса или верха покрытия проезжей части) следует принимать, м:

- 2,2 — для подвижного состава железных дорог;
- 2,0 — для вагонов метрополитена и трамвая;
- 1,5 — для транспортных средств нагрузки АК;
- 2,2; 2,5 и 3,1 — для нагрузок соответственно АБ-51, АБ-74 и АБ-151.

ПРИМЕЧАНИЕ Центробежные силы от нагрузок НК-80, НК-120 и НК-180 при расчете мостов учитывать не следует.

6.3.9 Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава независимо от числа путей или полос движения на мосту следует принимать:

а) от подвижного состава рельсовых дорог — в виде равномерно распределенной нагрузки, приложенных в уровне верха головки рельса и равной:

- для поездов железных дорог — $0,59K$ (кН/м);
- для поездов метрополитена — $1,96$ (кН/м);
- для поездов трамвая — $1,47$ (кН/м),

где K — класс нагрузки СК;

б) наибольшее из воздействий от автомобильной нагрузки АК — в виде равномерно распределенной нагрузки, равной $0,39K$ (кН/м), или сосредоточенной силы, равной

5,9K (кН), приложенной в уровне верха покрытия проезжей части, где K — класс нагрузки АК;

в) от нагрузки АБ — в виде сосредоточенной силы, приложенной к пролетному строению в уровне верха проезжей части или к ограждению проезжей части и равной $0,2G$, где G — вес одного автомобиля (сумма нагрузок на переднюю и заднюю оси), определяемый по Таблице 10.

При расчете элементов ограждений проезжей части, а также их прикреплений горизонтальные нагрузки следует принимать:

а) в автодорожных и городских мостах:

- для сплошных жестких железобетонных парапетных ограждений — в виде поперечной нагрузки $11,8K$ (кН), распределенной по длине 1 м и приложенной к ограждению на уровне $2/3$ высоты ограждения (от поверхности проезда);

- для бордюров — в виде поперечной нагрузки $5,9K$ (кН), распределенной по длине 0,5 м и приложенной в уровне верха бордюра;

- для консольных стоек полужестких металлических барьерных ограждений (при расстоянии между стойками от 2,5 до 3,0 м) — в виде сосредоточенных сил, действующих одновременно в уровне направляющих планок и равных:

- поперек проезда — $4,41K$ (кН);

- вдоль проезда — $2,45K$ (кН),

где K — класс нагрузки АК.

Для металлических барьерных ограждений при непрерывных направляющих планках нагрузку, действующую вдоль моста, допускается распределять на четыре расположенные рядом стойки.

Поперечные нагрузки от ударов машин НК-80, НК-120 и НК-180 не учитывают;

б) в мостах на дорогах промышленных предприятий (под нагрузки АБ) — в виде равномерного давления (от указанной в «в» сосредоточенной силы $0,2G$), приложенного к верхней части ограждения (парапета или бордюра) на площадках, имеющих размеры по высоте и длине соответственно для нагрузок, см:

АБ-51 — 20×45 ;

АБ-74 — 25×50 ;

АБ-151 — 30×60 .

ПРИМЕЧАНИЕ Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава для мостов на железных дорогах промышленных предприятий в случаях, когда максимальная скорость движения ограничена до 40 км/ч, допускается принимать равной $0,3K$ (кН/м), а при скоростях движения 80 км/ч и больших — в размерах, предусмотренных для железных дорог общей сети (см. 6.3.9, а).

6.3.10 Нормативную горизонтальную продольную нагрузку от торможения или сил тяги подвижного состава следует принимать равной:

а) при расчете элементов пролетных строений и опор мостов — % к весу нормативной временной вертикальной подвижной нагрузки:

- от железнодорожной нагрузки СК, поездов метрополитена и трамвая — 10;

- от равномерно распределенной части нагрузки АК (вес тележек не учитывается) — 50, но не менее $7,8K$ (кН) и не более $24,5K$ (кН);

СП РК 3.03-112-2013

- от нагрузок АБ-51 и АБ-74 (к весу одного автомобиля) — от 45 (при $\lambda \leq 20$ м) до 60 (при $\lambda \geq 60$ м);

- от нагрузки АБ-151 (к весу одного автомобиля) — от 30 (при $\lambda \leq 25$ м) до 40 (при $\lambda \geq 60$ м);

для промежуточных значений λ величина нагрузки устанавливается по интерполяции;

б) при расчете деформационных швов автодорожных мостов на дорогах:

- I-III, I-в, I-к, II-к, II-в, III-в, III-к, IV-в, IV-к категорий и городских мостов — 6,86К (кН);

- IV и V категорий, а также внутрихозяйственных — 4,9К (кН);

- промышленных предприятий под нагрузку АБ — 50 % к весу расчетного автомобиля.

При расчетах в случае «а» высоту приложения горизонтальных продольных нагрузок следует принимать в соответствии с 6.3.8.

Горизонтальную продольную нагрузку при расчете деформационных швов следует прикладывать в уровне проезда и принимать в виде двух равных сил, удаленных одна от другой на 1,9 м для нагрузки АК и на ширину колеи задних колес для нагрузки АБ, по Таблице 10.

Продольную нагрузку следует принимать:

- при двух железнодорожных путях — с одного пути, а при трех путях и более — с двух путей;

- при любом числе полос автомобильного движения на мосту — со всех полос одного направления, а если в перспективе предусматривается перевод движения на одностороннее — со всех полос движения.

Во всех случаях необходимо учитывать коэффициент s_1 согласно требованиям 6.3.4.

От транспортных средств, находящихся на призме обрушения грунта у устоев, продольная нагрузка не учитывается.

В мостах с балочными пролетными строениями продольную нагрузку допускается прикладывать в уровне:

- проезжей части — при расчете устоев;

- центров опорных частей — при расчете промежуточных опор, при этом разрешается не учитывать влияние моментов от переноса нагрузки.

Продольное усилие от торможения или силы тяги, передаваемое на неподвижные опорные части, следует принимать в размере 100 % полного продольного усилия, действующего на пролетное строение. При этом не следует учитывать продольное усилие от установленных на той же опоре подвижных опорных частей соседнего пролета, кроме случая расположения в разрезных пролетных строениях неподвижных опорных частей со стороны меньшего из примыкающих к опоре пролета. Усилие на опору в указанном случае надлежит принимать равным сумме продольных усилий, передаваемых через опорные части обоих пролетов, но не более усилия, передаваемого со стороны большего пролета при неподвижном его опирании.

Усилие, передающееся на опору с неподвижных опорных частей неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений, в обоснованных расчетом случаях допускается принимать равным полной продольной нагрузке с пролетного строения за

вычетом сил трения в подвижных опорных частях при минимальных коэффициентах трения, но не менее величины, приходящейся на опору при распределении полного продольного усилия между всеми промежуточными опорами пропорционально их жесткости.

Для железнодорожных мостов при определении продольной горизонтальной нагрузки от торможения или сил тяги в случаях применения деревянных опор, а также гибких (из отдельных стоек) стальных и железобетонных опор интенсивность временной подвижной вертикальной нагрузки v допускается принимать равной $9,81K$ (кН/м).

ПРИМЕЧАНИЕ При проектировании в железнодорожных мостах устройств, предназначенных для восприятия продольных нагрузок, следует учитывать полную силу тяги в виде распределенной нагрузки, составляющей к весу нагрузки, %:

- 25 - при длине загрузки 40 м и менее;
- 10 - то же, 100 м и более;
- при промежуточных значениях - по интерполяции.

6.3.11 Нормативную временную нагрузку для пешеходных мостов и тротуаров (служебных проходов) следует принимать в виде:

а) вертикальной равномерно распределенной нагрузки:

1) на пешеходные мосты — 3,92 кПа;

2) на тротуары мостов (при учете совместно с другими действующими нагрузками) — по формуле

$$p = 3,92 - 0,0196\lambda, \quad (19)$$

но не менее 1,96 кПа,

где λ - длина загрузки (сумма длин при загрузке двух участков и более), м.

б) равномерно распределенной нагрузки, учитываемой при отсутствии других нагрузок:

1) вертикальной — при расчете только элементов тротуаров железнодорожных мостов и мостов метрополитена с устройством пути на балласте — 9,81 кПа, при расчете элементов тротуаров на прочих мостах — 3,92 кПа;

2) вертикальной и горизонтальной — при расчете перил городских мостов — 0,98 кН/м;

в) сосредоточенных давлений, учитываемых при отсутствии других нагрузок:

1) вертикального — при расчете элементов тротуаров городских мостов — 9,8 кН с площадкой распределения от колеса автомобиля $0,015 \text{ м}^2$ ($0,15 \text{ м} \times 0,10 \text{ м}$), прочих мостов — 3,4 кН;

2) вертикального или горизонтального при расчете перил мостов — 1,27 кН.

При расчете элементов тротуаров мостов на внутрихозяйственных дорогах, а также служебных проходов на мостах автомобильных дорог всех категорий равномерно распределенная нагрузка принимается равной 1,96 кПа. При расчете основных несущих конструкций мостов указанная нагрузка на тротуары не учитывается.

При расчете элементов тротуаров необходимо учитывать также нагрузки от приспособлений, предназначенных для осмотра конструкций моста.

6.3.12 Динамические коэффициенты $1+\mu$ к нагрузкам от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог следует принимать равными:

а) к вертикальным нагрузкам СК и ε СК и АК, а также к нагрузкам от поездов метрополитена и трамвая:

1) для элементов стальных и сталежелезобетонных пролетных строений, а также элементов стальных опор:

- железнодорожных мостов и обособленных мостов под пути метрополитена и трамвая всех систем (кроме основных элементов главных ферм неразрезных пролетных строений) независимо от рода езды (на балласте или поперечинах)

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+\lambda}, \quad (20)$$

но не менее 1,15;

- основных элементов главных ферм железнодорожных мостов с неразрезными пролетными строениями и совмещенных мостов всех систем под железнодорожную (включая поезда метрополитена) и автомобильную нагрузки

$$1+\mu = 1 + \frac{14}{30+\lambda}, \quad (21)$$

но не менее 1,15 для железнодорожных и 1,10 для совмещенных мостов;

- элементов автодорожных и городских мостов всех систем, кроме главных ферм (балок) и пилонов висячих и вантовых мостов

$$1+\mu = 1 + \frac{15}{37,5+\lambda}, \quad (22)$$

- элементов главных ферм и пилонов висячих и вантовых мостов

$$1+\mu = 1 + \frac{50}{70+\lambda}, \quad (23)$$

2) для железобетонных балочных пролетных строений, рамных конструкций (в том числе для сквозных надарочных строений), а также для железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор:

- железнодорожных и других мостов под рельсовые пути

$$1+\mu = 1 + \frac{10}{20+\lambda}, \quad (24)$$

но не менее 1,15;

- совмещенных мостов — по Формуле (24), но не менее 1,10;

- автодорожных и городских мостов

$$1+\mu = 1 + \frac{45-\lambda}{135}, \quad (25)$$

но не менее 1,0.

3) для железобетонных звеньев труб и подземных пешеходных переходов:

- на железных дорогах и путях метрополитена при общей толщине балласта с засыпкой (считая от подошвы рельса):

- 0,40 м и менее — по Формуле (24);

- 1,00 м и более — $1+\mu = 1,00$;

для промежуточных значений толщины — по интерполяции;

4) для железобетонных и бетонных арок со сплошным надсводным строением, для бетонных опор и звеньев труб, грунтовых оснований и всех фундаментов

$$1+\mu = 1,00,$$

5) для арок и сводов арочных железобетонных пролетных строений со сквозной надарочной конструкцией:

железнодорожных мостов

$$1+\mu = 1 + \frac{12}{100+\lambda} \left(1 + \frac{0,4l}{f}\right), \quad (26)$$

где f — стрела арки; l — пролет арки;

автомобильных и городских мостов

$$1+\mu = 1 + \frac{70-\lambda}{250}, \quad (27)$$

но не менее 1,00.

6) для элементов деформационных швов, расположенных в уровне проезжей части автомобильных и городских мостов, и их анкеровки (к возможным вертикальным и горизонтальным усилиям):

$$1+\mu = 2,00,$$

7) для деревянных конструкций:

- железнодорожных мостов:

- для элементов - $1+\mu = 1,10$;

- для сопряжений - $1+\mu = 1,20$;

- автомобильных и городских мостов - $1+\mu = 1,00$.

8) для железобетонных звеньев труб и подземных пешеходных переходов на автомобильных дорогах

$$1+\mu = 1,00,$$

б) к временной вертикальной нагрузке АБ:

1) для элементов стальных и сталежелезобетонных пролетных строений, а также элементов стальных опор

$$1+\mu = 1 + \frac{81-\lambda}{115}, \quad (28)$$

но не менее 1,00;

2) для железобетонных балочных пролетных строений, железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор, а также звеньев труб при отсутствии засыпки под дорожной одеждой

$$1+\mu = 1 + \frac{81-\lambda}{135}, \quad (29)$$

но не менее 1,00;

3) для бетонных опор и звеньев труб, грунтовых оснований и всех фундаментов, а при общей толщине засыпки (включая толщину дорожной одежды) не менее 1,0 м — для железобетонных звеньев труб и не менее 0,5 м — для других элементов, перечисленных выше в «2»

$$1+\mu = 1,00,$$

СП РК 3.03-112-2013

при толщине засыпки (включая толщину дорожной одежды), менее указанной в «3», значения динамических коэффициентов, перечисленных в «2», принимаются по интерполяции между значениями, принимаемыми по «2» и «3»;

4) для деревянных конструкций:

- для элементов - $1+\mu = 1,10$;

- для сопряжений - $1+\mu = 1,20$.

Для колонны автомобилей нагрузки АБ – при расчетах на случай согласно 6.3.3, б

$$1+\mu = 1,00,$$

в) к одиночным транспортным единицам для пролетных строений, сквозных, тонкостенных и стоечных опор автодорожных и городских мостов:

- к нагрузкам НК-80 и НК-120: $1+\mu = 1,10$;

- к нагрузкам НК-180: $1+\mu = 1,00$.

г) к вертикальным подвижным нагрузкам для пешеходных мостов и к нагрузкам на тротуарах

$$1+\mu = 1,00;$$

д) к временным горизонтальным нагрузкам и давлению грунта на опоры от транспортных средств железных и автомобильных дорог

$$1+\mu = 1,00.$$

е) при расчете мостов на выносливость (см. Таблицу б) динамическую добавку μ , получаемую по Формулам (20) – (29) (включая ограничения), следует умножить на 2/3.

Значения λ (длина загрузки) в формулах следует принимать равными:

а) для основных элементов главных ферм (разрезных балок, арок, рам), а также для продольных и поперечных балок при загрузении той части линии влияния, которая определяет их участие в работе главных ферм, — равной длине пролета, или длине загрузки линии влияния если эта длина больше величины пролета;

б) для основных элементов главных ферм неразрезных систем — равной сумме длин загружаемых участков линий влияния (вместе с разделяющими их участками);

в) при расчете на местную нагрузку (при загрузении той части линии влияния, которая учитывает воздействие местной нагрузки):

- продольных балок и продольных ребер ортотропных плит — равной длине их пролета;

- поперечных балок и поперечных ребер ортотропных плит — равной суммарной длине продольных балок в примыкающих панелях;

- подвесок, стоек и других элементов, работающих только на местную нагрузку, — равной длине загрузки линий влияния;

- плит балластового корыта (поперек пути) — условно равной нулю;

- железобетонных плит железнодорожного проезда, укладываемых по металлическим балкам, при расчете плиты поперек пути — равной ширине плиты, при расчете вдоль пути — длине панели продольной балки;

- железобетонных плит автодорожного проезда, укладываемых по металлическим балкам, при расчете плит поперек моста — расстоянию между балками, на которые опирается плита;

г) при загрузке линий влияния, учитывающих одновременно основную и местные нагрузки, — отдельно для каждой из этих нагрузок;

д) для элементов опор всех типов — равной длине загрузки линии влияния опорной реакции, определяемой как сумма длин загружаемых участков (вместе с разделяющими их участками);

е) для звеньев труб и подземных пешеходных переходов — равной ширине звена.

ПРИМЕЧАНИЕ В случаях когда на железных дорогах промышленных предприятий установленная максимальная скорость движения по мосту ограничена ($v_i < 80$ км/ч), расчетную величину динамического коэффициента допускается уменьшать, умножая соответствующую динамическую добавку μ на отношение $v_i/80$, при этом динамический коэффициент следует принимать не менее 1,10.

6.3.13 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f к временным нагрузкам и воздействиям, приведенным в 6.3.1 — 6.3.11, следует принимать равными:

а) для железнодорожных нагрузок СК и ε СК — по Таблице 13;

б) для нагрузки от автотранспортных средств АК и НК — по Таблице 14;

Таблица 13 – Коэффициенты надежности для железнодорожных нагрузок

Воздействие	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f при расчете			
	конструкций мостов в зависимости от длины загружения λ^* , м			звеньев труб
	0	50	150 и более	
Вертикальное	1,30	1,15	1,10	1,30
Горизонтальное	1,20	1,10	1,10	1,20
Давление грунта от подвижного состава на призме обрушения	1,20 независимо от длины загружения			—
<hr/> * Здесь λ — длина загружения линии влияния за вычетом длины участков, загруженных порожним составом (при $\gamma_f=1$); для промежуточных значений λ следует принимать по интерполяции.				

Таблица 14 – Коэффициенты надежности для автотранспортных средств

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Тележка нагрузки АК	1,5*
Равномерно распределенная часть нагрузки АК	1,2
Нагрузка НК	1,0
* При расчете элементов проезжей части $\gamma_f=1,5$, при расчетах всех других элементов $\gamma_f=1,5-0,01\lambda$, но не менее 1,2, где λ — длина участка линии влияния одного знака.	

в) к нагрузкам от подвижного состава метрополитена и трамвая — по формуле

$$\gamma_f = 1,3 \left(1 - \frac{\lambda}{10^3}\right), \text{ но не менее } 1,10, \quad (30)$$

где λ — длина загрузки, м, принимаемая по Таблице 13;

г) к распределенным нагрузкам для пешеходных мостов и тротуаров при расчете:

- элементов пешеходных мостов и тротуаров (кроме тротуаров на мостах внутрихозяйственных дорог и служебных проходов), а также перил городских мостов — 1,40;
- пролетного строения и опор при учете совместно с другими нагрузками — 1,20;

- тротуаров на мостах внутрихозяйственных дорог и служебных проходов на мостах дорог всех категорий — 1,10.

д) к распределенным и сосредоточенным горизонтальным нагрузкам на ограждения проезжей части, а также к сосредоточенным давлениям на тротуары и перила — 1,00;

е) к автомобильным нагрузкам АБ и их воздействиям — в зависимости от удельного веса породы γ_{vb} , для перевозки которой строится дорога:

- при $\gamma_{vb} \leq 17,7 \text{ кН/м}^3$ — 1,1;
- при $\gamma_{vb} = 39,2 \text{ кН/м}^3$ — 1,4;
- при промежуточных значениях — по интерполяции.

6.4 Прочие временные нагрузки и воздействия

6.4.1 Нормативное значение ветровой нагрузки W_n следует определять как сумму нормативных значений средней W_m и пульсационной W_p , составляющих

$$W_n = W_m + W_p, \quad (31)$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m на высоте z над поверхностью воды или земли определяется по формуле

$$W_m = W_0 k C_w, \quad (32)$$

где W_0 — нормативное значение ветрового давления, принимаемое по СНиП 2.01.07 в зависимости от ветрового района, в котором возводится сооружение;

k — коэффициент, учитывающий для открытой местности (типа А) изменение ветрового давления по высоте z , принимаемый по СНиП 2.01.07;

C_w — аэродинамический коэффициент лобового сопротивления конструкций мостов и подвижного состава железных дорог и метрополитена, приведенный в Приложении К.

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки W_p на высоте z следует определять по указаниям, содержащимся в СНиП 2.01.07

$$W_p = W_m \xi L v, \quad (33)$$

где ξ — коэффициент динамичности;

L — коэффициент пульсации давления ветра на уровне z ;

v — коэффициент пространственной корреляции пульсации давления для расчетной поверхности сооружения.

При определении пульсационной составляющей ветровой нагрузки применительно к конструкциям мостов допускается руководствоваться следующим:

а) произведение коэффициентов $L v$ принимать равным

$$0,55 - 0,15 \lambda / 100, \text{ но не менее } 0,30, \quad (34)$$

где λ — длина пролета или высота опоры, м;

б) коэффициент динамичности ξ для балочных разрезных конструкций находить в предположении, что рассматриваемая конструкция в горизонтальной плоскости является динамической системой с одной степенью свободы (с низшей частотой собственных колебаний f_1 , Гц); его величину определять по графику, приведенному в СНиП 2.01.07, в зависимости от указанного там параметра ε и логарифмического декремента затухания

$\delta=0,3$ — для железобетонных и сталежелезобетонных конструкций и $\delta=0,15$ — для стальных конструкций.

Коэффициент динамичности принимается равным 1,2, если:

- балочное пролетное строение является неразрезным;
- для балочного разрезного пролетного строения имеет место условие $f_i > f_{li}$, где f_i , Гц, — предельные значения частот собственных колебаний, приведенные в СНиП 2.01.07, при которых в разных ветровых районах допускается не учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по собственной форме.

При расчете конструкций автодорожных и городских мостов воздействие ветра на безрельсовые транспортные средства и трамвай, находящиеся на этих мостах, не учитывается.

Типовые конструкции пролетных строений следует, как правило, проектировать на возможность их применения в V ветровом районе (при расчетной высоте до низа пролетных строений: 20 м — при езде понизу и 15 м — при езде поверху).

Нормативную интенсивность полной ветровой поперечной горизонтальной нагрузки при проектировании индивидуальных (нетиповых) конструкций пролетных строений и опор следует принимать не менее 0,59 кПа — при загрузении конструкций временной вертикальной нагрузкой и 0,98 кПа — при отсутствии загрузения этой нагрузкой.

Горизонтальную поперечную ветровую нагрузку, действующую на отдельные конструкции моста, а также на поезд, находящийся на железнодорожном мосту (мосту метро), следует принимать равной произведению интенсивности ветровой нагрузки на рабочую ветровую поверхность конструкции моста и подвижного состава.

Рабочую ветровую поверхность конструкции моста и подвижного состава следует принимать равной:

- для главных ферм сквозных пролетных строений и сквозных опор — площади проекции всех элементов наветренной фермы на плоскость, перпендикулярную направлению ветра, при этом для стальных ферм с треугольной или раскосой решеткой ее допускается принимать в размере 20 % площади, ограниченной контурами фермы;
- для проезжей части сквозных пролетных строений — боковой поверхности ее балочной клетки, не закрытой поясом главной фермы;
- для пролетных строений со сплошными балками и прогонов деревянных мостов — боковой поверхности наветренной главной балки или коробки и наветренного прогона;
- для сплошных опор — площади проекции тела опоры от уровня грунта или воды на плоскость, перпендикулярную направлению ветра;
- для железнодорожного подвижного состава (в том числе поездов метрополитена) — площади сплошной полосы высотой 3 м с центром давления на высоте 2 м от головки рельса.

Распределение ветровой нагрузки по длине пролета допускается принимать равномерным.

Нормативную интенсивность ветровой нагрузки, учитываемой при строительстве и монтаже, следует определять исходя из возможного в намеченный период значения средней составляющей ветровой нагрузки в данном районе. В зависимости от характера производимых работ при наличии специального обоснования, предусматривающего соответствующее ограничение времени и продолжительности выполнения отдельных

этапов работ, нормативная величина средней составляющей ветровой нагрузки для проверки напряжений (но не устойчивости) может быть уменьшена, но должна быть не ниже 0,226 кПа. Для проверки типовых конструкций на стадии строительства и монтажа величину нормативной интенсивности ветровой нагрузки следует принимать по нормам для III ветрового района.

Нормативную горизонтальную продольную ветровую нагрузку для сквозных пролетных строений следует принимать в размере 60 %, для пролетных строений со сплошными балками — 20 %, соответствующей полной нормативной поперечной ветровой нагрузке. Нормативную горизонтальную продольную нагрузку на опоры мостов выше уровня грунта или межеи следует принимать равной поперечной ветровой нагрузке.

Продольная ветровая нагрузка на транспортные средства, находящиеся на мосту, не учитывается.

Усилия от ветровых нагрузок в элементах продольных и поперечных связей между фермами пролетных строений следует, как правило, определять посредством пространственных расчетов.

В случаях устройства в сквозных пролетных строениях двух систем продольных связей допускается поперечное давление ветра на фермы распределять на каждую из них, а давление ветра на проезжую часть и подвижной состав передавать полностью на те связи, в плоскости которых расположена езда.

Горизонтальное усилие от продольной ветровой нагрузки, действующей на пролетное строение, следует принимать как передающееся на опоры в уровне центра опорных частей — для мостов с балочными пролетными строениями и в уровне оси ригеля рамы — для мостов рамной конструкции. Распределение усилий между опорами следует принимать таким же, как и горизонтального усилия от торможения, в соответствии с 6.3.10.

Для вантовых и висячих мостов, а также стальных балочных мостов согласно 5.6.5 следует проводить проверку на аэродинамическую устойчивость и на резонанс колебаний в направлении, перпендикулярном ветровому потоку. При проверке аэродинамической устойчивости должна определяться критическая скорость ветра, при которой вследствие взаимодействия воздушного потока с сооружением возможно появление флаттера (возникновение опасных изгибно-крутильных колебаний балки жесткости). Критическая скорость, отвечающая возникновению флаттера, найденная по результатам аэродинамических испытаний моделей или определенная расчетом, должна быть больше максимальной скорости ветра, возможного в районе расположения моста, не менее чем в 1,5 раза.

6.4.2 Нормативную ледовую нагрузку от давления льда на опоры мостов следует принимать в виде сил, определяемых согласно Приложению Л.

6.4.3 Нормативную нагрузку от навала судов на опоры мостов следует принимать в виде сосредоточенной продольной или поперечной силы и ограничивать в зависимости от класса внутреннего водного пути значениями, указанными в Таблице 15.

Таблица 15 – Нагрузки от навала судов

Класс внутренних водных путей	Нагрузка от навала судов, кН			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны	
	судоходного	несудоходного	верховой при наличии течения	низовой, при отсутствии течения — и верхней
I	1570	780	1960	1570
II	1130	640	1420	1130
III	1030	540	1275	1030
IV	880	490	1130	880
V	390	245	490	390
VI	245	147	295	245
VII	147	98	245	147

Нагрузка от навала судов должна прикладываться к опоре на высоте 2 м от расчетного судоходного уровня, за исключением случаев, когда опора имеет выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, и когда при менее высоком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

Для опор, защищенных от навала судов, а также для деревянных опор автодорожных мостов на внутренних водных путях VI и VII классов нагрузку от навала судов допускается не учитывать.

Для однорядных железобетонных свайных опор автодорожных мостов через внутренние водные пути VI и VII классов нагрузку вдоль оси моста допускается учитывать в размере 50 %.

6.4.4 Нормативное температурное климатическое воздействие следует учитывать при расчете перемещений в мостах всех систем при определении усилий во внешне статически неопределимых системах, а также при расчете элементов сталежелезобетонных пролетных строений.

Среднюю по сечению нормативную температуру элементов или их частей допускается принимать равной:

- для бетонных, железобетонных и полимерно-композиционных элементов в холодное время года, а также для металлических конструкций в любое время года — нормативной температуре наружного воздуха;

- для бетонных и железобетонных элементов в теплое время года — нормативной температуре наружного воздуха за вычетом величины, численно равной $0,2a$, но не более $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, где a — толщина элемента или его части, см, включая одежду ездового полотна автодорожных мостов.

Температуру элементов со сложным поперечным сечением следует определять как средневзвешенную по температуре отдельных элементов (стенок, полок и др.).

Нормативные температуры воздуха в теплое $t_{n,T}$ и холодное $t_{n,X}$ время года следует принимать равными:

- а) при разработке типовых проектов, а также проектов для повторного применения на территории республики:

- для конструкций, предназначенных для районов с расчетной минимальной температурой воздуха ниже минус $40\text{ }^{\circ}\text{C}$

$$t_{n,T} = +40\text{ }^{\circ}\text{C}, \quad t_{n,X} = -50\text{ }^{\circ}\text{C},$$

СП РК 3.03-112-2013

- для конструкций, предназначенных для остальных районов

$$t_{n,T} = +40\text{ }^{\circ}\text{C}, \quad t_{n,X} = -40\text{ }^{\circ}\text{C},$$

б) в других случаях

$$t_{n,T} = t_{v\Pi} + T, \quad (35)$$

где $t_{v\Pi}$ — средняя температура воздуха самого жаркого месяца, принимаемая по СНиП РК 2.04-01;

T — постоянная величина для определения температуры воздуха наиболее жарких суток, принимаемая по карте изолиний СНиП РК 2.04-01.

Нормативную температуру $t_{n,X}$ принимают равной расчетной минимальной температуре воздуха в районе строительства в соответствии с 5.5.4.

Влияние солнечной радиации на температуру элементов следует учитывать в виде дополнительного нагрева на $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ освещенного солнцем поверхностного слоя толщиной 15 см (включая одежду ездового полотна).

Температуры замыкания конструкций, если они в проекте не оговорены, следует принимать равными, $^{\circ}\text{C}$:

$$t_{3,T} = t_{n,T} - 15, \quad (36)$$

$$t_{3,X} = t_{n,X} + 15. \quad (37)$$

Температуру конструкции в момент замыкания t_3 допускается определять по формуле

$$t_3 = 0,4t_1 + 0,6t_2, \quad (38)$$

где t_1 — средняя температура воздуха за предшествующий замыканию период, равный T_0 ;

t_2 — средняя температура воздуха за предшествующий замыканию период, равный $0,25T_0$;

здесь T_0 — период, ч, численно равный приведенной толщине элементов конструкции, см, которую следует определять делением удвоенной площади поперечного сечения элемента (с учетом дорожной одежды) на его периметр, граничащий с наружным воздухом.

При расчете сталежелезобетонных пролетных строений следует учитывать влияние неравномерного распределения температуры по сечению элементов, вызываемого изменением температуры воздуха и солнечной радиацией.

При расчете перемещений коэффициент линейного расширения следует принимать для стальных и сталежелезобетонных конструкций равным $1,2 \times 10^{-5}$ и для железобетонных конструкций — $1,0 \times 10^{-5}$.

6.4.5 Нормативное сопротивление от трения в подвижных опорных частях следует принимать в виде горизонтального продольного реактивного усилия S_f и определять по формуле

$$S_f = \mu_n F_v, \quad (39)$$

где μ_n — нормативная величина коэффициента трения в опорных частях при их перемещении, принимаемая равной средней величине из возможных экстремальных значений:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}, \quad (40)$$

F_v — вертикальная составляющая при действии рассматриваемых нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Величины максимальных и минимальных коэффициентов трения следует принимать соответственно равными:

- а) при катковых, секторных или валковых опорных частях — 0,040 и 0,010;
- б) при качающихся стойках или подвесках — 0,020 и 0 (условно);
- в) при тангенциальных и плоских металлических опорных частях — 0,40 и 0,10;
- г) при подвижных опорных частях с прокладками из фторопласта совместно с полированными листами из нержавеющей стали — по Таблице 16 или по данным сертификационных испытаний.

Таблица 16 - Коэффициенты трения

Среднее давление в опорных частях по фторопласту, МПа	Коэффициент трения при температуре наиболее холодной пятидневки по СНиП РК 2.04-01 с обеспеченностью 0,92			
	минус 10 °С и выше		минус 50 °С	
	μ_{\max}	μ_{\min}	μ_{\max}	μ_{\min}
9,81	0,085	0,030	0,120	0,045
19,6	0,050	0,015	0,075	0,030
29,4	0,035	0,010	0,060	0,020
ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициенты трения при промежуточных значениях отрицательных температур и средних давлениях определяются по интерполяции.				

Расчетные усилия от сил трения в подвижных опорных частях балочных пролетных строений в зависимости от вида и характера проводимых расчетов следует принимать в размерах:

$S_{f,\max} = \mu_{\max} F_v$, если при рассматриваемом сочетании нагрузок силы трения увеличивают общее воздействие на рассчитываемый элемент конструкции;

$S_{f,\min} = \mu_{\min} F_v$, если при рассматриваемом сочетании сил трения уменьшают общее воздействие нагрузок на рассчитываемый элемент конструкции.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f к усилиям $S_{f,\max}$ и $S_{f,\min}$ не вводится.

Воздействие на конструкции пролетных строений сил трения, возникающих в подвижных опорных частях каткового, секторного и валкового типов при числе опорных частей в поперечном направлении более двух, следует определять с коэффициентом условия работы, равным 1,1.

Опоры (включая фундаменты) и пролетные строения мостов следует проверять на воздействие расчетных сил трения, возникающих от температурных деформаций при действии постоянных нагрузок.

Опорные части и элементы их прикреплений, а также части опор и пролетных строений, примыкающие к опорным частям, должны быть проверены на расчетные силы трения, возникающие от постоянных и временных (без учета динамики) нагрузок.

При установке на промежуточной опоре двух рядов подвижных опорных частей от смежных пролетных строений, а также неподвижных опорных частей в неразрезном и температурно-неразрезном пролетных строениях продольное усилие следует принимать

не более разницы сил трения при максимальных и минимальных коэффициентах трения в опорных частях.

Максимальные и минимальные коэффициенты трения в подвижных опорных частях для группы опор, воспринимающих в неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строениях продольные усилия одного знака (соответственно, $\mu_{\max,z}$ и $\mu_{\min,z}$), допускается определять по формуле

$$\mu_{\max,z} = 0,5 \left[(\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm \frac{1}{\sqrt{z}} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right], \quad (41)$$

где μ_{\max} , μ_{\min} — соответственно максимальное и минимальное значения коэффициентов трения для устанавливаемого вида опорных частей;

z — число опор моста в группе.

Правая часть Формулы (41) принимается со знаком «плюс» при определении $\mu_{\max,z}$, со знаком «минус» — при определении $\mu_{\min,z}$.

Величина реактивного продольного усилия S_h , кН, возникающего в резиновых опорных частях вследствие сопротивления их сдвигу, вычисляют по формуле

$$S_h = \frac{\delta}{a} AG, \quad (42)$$

где δ — перемещения в опорных частях, см;

a — суммарная толщина слоев резины, см;

A — площадь резиновой опорной части или нескольких опорных частей в случае расположения их рядом под одним концом балки, м²;

G — модуль сдвига резины, значения которого при определении расчетных величин продольных усилий зависят от нормативной температуры окружающей среды и принимаются для употребляемых марок резины по Таблице 17.

Таблица 17 - Модули сдвига резины

Марка резины	Модуль сдвига резины, МПа, при нормативной температуре окружающего воздуха, °C				
	минус 20 и выше	минус 30	минус 40	минус 50	минус 55
НО-68-1	0,90	1,10	1,30	—	—
ИРП-1347-1	0,70	0,59	0,70	0,80	1,00
РСМ-3Л	0,90	1,20	1,40	1,40	—
ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения модуля сдвига принимаются по интерполяции.					

Под опорными узлами балок или плит пролетных строений вдоль оси моста необходимо, как правило, устанавливать только одну опорную часть, а поперек оси моста допускается несколько одинаковых опорных частей, изготовленных из резины одной марки.

6.4.6 Воздействие морозного пучения грунта в пределах слоя сезонного промерзания (оттаивания) для сооружений на пучинистых грунтах, сезонно промерзающих на глубину свыше 2 м, следует принимать в виде приложенных по периметру фундамента (или свай) вертикальных касательных сил.

6.4.7 Строительные нагрузки, действующие на конструкцию при монтаже или строительстве (собственный вес, вес подмостей, кранов, работающих людей, инструментов, мелкого оборудования, односторонний распор и др.), а также при изготовлении и транспортировании элементов, следует принимать по проектным данным с учетом предусматриваемых условий производства работ и требований СП РК 5.03-107.

При определении нагрузки от крана вес поднимаемых грузов и вес подвижной стрелы следует принимать с динамическими коэффициентами, равными соответственно 1,20 (0,85) при весе до 196 кН и 1,10 — при большем весе. При этом, если отсутствие груза на кране может оказать неблагоприятное влияние на работу рассчитываемой конструкции, кран в расчетах учитывается без груза.

При расчете элементов железобетонных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их транспортировании, нагрузку от собственного веса элементов следует вводить в расчет с динамическими коэффициентами, равными при перевозке транспортом:

- 1,6 — автомобильным;
- 1,3 — железнодорожным.

Динамические коэффициенты, учитывающие условия транспортирования, допускается принимать в меньших размерах, если это подтверждено опытом, но не ниже 1,3 — при перевозке автотранспортом и не ниже 1,15 — железнодорожным транспортом.

6.4.8 Сейсмические нагрузки следует принимать в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30 и СНиП II-7.

6.4.9 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f к природным и техногенным нагрузкам и воздействиям, приведенным в 6.4.1—6.4.7, следует принимать по Таблице 18.

При проверке прочности тела опор в случаях использования их для навесной уравновешенной сборки пролетных строений, а также при проверке прочности анкеров, прикрепляющих в этих случаях пролетное строение к опорам, необходимо к собственному весу собираемых консольных частей пролетного строения, создающих на опоре изгибающие моменты разного знака, вводить коэффициенты надежности по нагрузке с учетом конкретных условий изготовления и монтажа собираемых частей (блоков). При заводской технологии изготовления железобетонных блоков пролетных строений коэффициенты надежности по нагрузке от собственного веса допускается при проверке прочности тела опоры и прикрепляющих анкеров определять по формулам:

$$\text{для одной консоли} \quad \gamma_{f,\max} = 1 + \frac{0,1}{\sqrt{k}} \geq 1,038, \quad (43)$$

$$\text{для другой консоли} \quad \gamma_{f,\min} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{k}} \leq 0,962. \quad (44)$$

где k — число блоков, устанавливаемых с каждой стороны.

Таблица 18 - Коэффициенты надежности к природным и техногенным нагрузкам

Прочие временные нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Ветровые нагрузки:	
при эксплуатации моста	1,4
при строительстве и монтаже	1,0
Ледовая нагрузка	1,2
Нагрузка от навала судов	1,2
Температурные климатические воздействия	1,2
Воздействие морозного пучения грунта	1,3
Воздействие сопротивления от трения в подвижных опорных частях	по 6.4.5
Строительные нагрузки:	
собственный вес вспомогательных обустройств	1,1 (0,9)
вес складированных материалов и воздействие искусственного регулирования во вспомогательных сооружениях	1,3 (0,8)
вес работающих людей, инструментов, мелкого оборудования	1,3 (0,7)
вес кранов, копров и транспортных средств	1,1 (1,0)
усилия от гидравлических домкратов и электрических лебедок при подъеме и передвижке	1,3 (1,0)
усилия от трения при перемещении пролетных строений и других грузов:	
- на катках	1,1 (1,0)
- на салазках и по фторопласту	1,3 (1,0)
- на тележках	1,2 (1,0)
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения γ_f , указанные в скобках, принимают в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.	
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения γ_f к снеговой нагрузке для пешеходных мостов закрытого типа принимают согласно СНиП 2.01.07.	

7 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1 Основные расчетные требования

7.1.1 Для недопущения предельных состояний первой группы элементы конструкций мостов и труб рассчитываются в соответствии с указаниями настоящего раздела по прочности, устойчивости (формы и положения) и на выносливость, при этом в расчетах на выносливость рассматриваются нагрузки и воздействия, возможные на стадии эксплуатации сооружений.

Для недопущения предельных состояний второй группы производятся расчеты, указанные в Таблице 19.

Таблица 19 – Расчеты по предельным состояниям второй группы

Расчет	Рабочая арматура	Стадии работы конструкции
По образованию продольных трещин	Ненапрягаемая Напрягаемая	Нормальная эксплуатация Все стадии (нормальная эксплуатация, возведение сооружения, предварительное напряжение, хранение, транспортирование)
По образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Все стадии
По раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Ненапрягаемая и напрягаемая (кроме элементов с напрягаемой арматурой, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, см. Таблицу 40)	Все стадии
По закрытию (зажатию) трещин, нормальных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Нормальная эксплуатация
По ограничению касательных напряжений	Ненапрягаемая и напрягаемая	Все стадии
По деформациям (прогибам) пролетных строений в мостах всех назначений и углам перелома профиля проезда в автодорожных мостах	Ненапрягаемая и напрягаемая	Нормальная эксплуатация

7.1.2 В предварительно напряженных конструкциях напряжения в бетоне и арматуре в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по правилам расчета упругих материалов, рассматривая сечение как сплошное. Если бетон омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, не имеет сцепления по 7.6.12.2 с бетоном основной конструкции, то следует считать, что и напрягаемая арматура, расположенная в канале, не имеет сцепления с бетоном конструкции.

При определении ширины раскрытия трещин в элементах предварительно напряженных конструкций (в том числе и со смешанным армированием) напряжения в арматуре следует определять без учета работы растянутой зоны бетона. Допускается усилия растянутой зоны бетона полностью передавать на арматуру.

Характеристики приведенного сечения во всех случаях следует определять с учетом имеющейся в сечении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с учетом 7.3.16.

Если элементы конструкции выполнены из бетона разных классов, то общую рабочую площадь сечения следует определять с учетом соответствующих им модулей упругости.

В конструкциях, напрягаемых на бетон, на стадии его обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов. При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации допускается в расчетной площади сечения бетона

учитывать площадь сечения заинъецированных закрытых каналов. Бетон омоноличивания открытых каналов допускается учитывать при условии выполнения требований 7.5.2.6, специальных технологических мероприятий в соответствии с 7.6.12.2 и установки в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать размеров, принятых для элементов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 3в.

7.1.3 Стенки тавровых балок железнодорожных пролетных строений следует рассчитывать с учетом возможного на мосту поперечного смещения пути, принимаемого в размере не менее 10 см.

Расчет стенок балок пролетных строений мостов по образованию трещин рекомендуется производить с учетом кручения и изгиба стенок (из их плоскости).

7.1.4 Предварительное напряжение арматуры характеризуют значения начального (контролируемого) усилия с учетом 7.4.11.1, прикладываемого к концам напрягаемой арматуры через натяжные устройства, и установившегося усилия, равного контролируемому за вычетом потерь, произошедших к рассматриваемому моменту времени. При этом напряжения в арматуре, соответствующие контролируемому усилию, не следует превышать расчетных сопротивлений, указанных в Таблице 32, с учетом коэффициентов условий работы в соответствии с 7.3.13.

Для напрягаемых арматурных элементов в проектной документации должны указываться значения контролируемых усилий и соответствующих им удлинений (вытяжек) арматуры с учетом позиции 4 Таблицы М.1 Приложения М.

Значения удлинений арматуры Δ_p в общем случае определяются по формуле

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{\alpha x + \delta \theta}}, \quad (45)$$

где σ_p — напряжения, отвечающие контролируемому усилию и назначаемые с учетом требований 7.1.6;

E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры;

l — расчетная длина арматурного элемента (расстояние от натяжного анкера до точки арматурного элемента с нулевым перемещением).

Остальные обозначения приведены в Таблицах М.1 и М.2 Приложения М.

Значение вытяжки допускается корректировать при контроле работ по натяжению напрягаемой арматуры по фактическим значениям модуля упругости арматуры и измеренным коэффициентам трения, а также с учетом конструктивных особенностей натяжного оборудования.

При определении расчетного воздействия, создаваемого усилием напрягаемой арматуры, коэффициенты надежности γ_f по нагрузке следует принимать равными:

а) При наличии сцепления арматуры с бетоном:

- для целых по длине элементов — 1,0;

- для составных по длине элементов — по 7.4.11.1;

б) При отсутствии сцепления арматуры с бетоном (см. 7.4.3.4) — $(1 \pm 0,1)$.

7.1.5 При расчете предварительно напряженных элементов место передачи на бетон сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры следует принимать в конструкциях:

- с внешними (концевыми) и внутренними (каркасно-стержневыми) анкерами — в месте опирания или закрепления анкеров;

- с арматурой, не имеющей анкеров (с заанкериванием посредством сцепления арматуры с бетоном), — на расстоянии, равном $2/3$ длины зоны передачи напряжений.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемой стержневой арматуры периодического профиля следует принимать при передаче усилия:

- плавной — $20d$ (где d — диаметр стержня);
- мгновенной посредством обрезки стержней (допускаемой при диаметрах стержней не более 18 мм) — $25d$.

Для элементов конструкций, предназначенных для эксплуатации в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40°C , длину зоны передачи усилий на бетон следует увеличивать на $5d$.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемых арматурных канатов класса К-7 при отсутствии анкеров следует принимать в размерах, указанных в Таблице 20; для элементов конструкций, предназначенных для эксплуатации в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40°C , при арматурных канатах класса К-7 длину зоны следует принимать более значений, указанных в Таблице 20:

- на 27 см — при диаметре канатов 9 мм;
- на 30 см — то же, 12 мм;
- на 38 см — то же, 15 мм.

Для пучков из четырех канатов К-7 длину зоны передачи усилий по Таблице 20 следует принимать с коэффициентом 1,4.

Таблица 20 - Длина зоны передачи на бетон усилий

Диаметр арматурных канатов класса К-7, мм	Длина зоны передачи на бетон усилий l_{rp} , см, при передаточной прочности бетона, отвечающей бетону классов по прочности на сжатие							
	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50 и более
9	88	85	83	80	75	70	65	60
12	98	95	93	90	87	85	75	70
15	115	110	105	100	95	90	85	80

ПРИМЕЧАНИЕ При мгновенной передаче на бетон усилия обжатия (посредством обрезки канатов) начало зоны передачи усилий следует принимать на расстоянии, равном $0,25l_{rp}$ от торца элемента.

7.1.6 Напряжения в элементах предварительно напряженных конструкций следует определять по контролируемому усилию за вычетом:

- первых потерь — на стадии обжатия бетона;
- первых и вторых потерь — на стадии эксплуатации.

К первым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных), температурного перепада,

быстронатекающей ползучести, а также от деформации форм (при натяжении арматуры на формы);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры о стенки закрытых и открытых каналов, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных).

Ко вторым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных), смятия под витками спиральной или кольцевой арматуры, навиваемой на бетон, деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.

Значения отдельных из перечисленных потерь следует определять по Приложению М с учетом 7.1.7.

Допускается принимать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных) происходят равномерно и полностью завершаются в течение одного месяца после обжатия бетона.

Суммарное значение первых и вторых потерь в арматуре не следует принимать менее 98 МПа.

7.1.7 При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона следует руководствоваться следующими указаниями:

а) изменение во времени потерь $\Delta\sigma_p(t)$ от усадки и ползучести бетона допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p(t) = (1 - e^{-0,1\sqrt{t}}) \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (46)$$

где $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$ — конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона, определяемые по Приложению М или П;

t — время, отсчитываемое при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования, сут;

$e = 2,718$ — основание натуральных логарифмов;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона следует увеличивать на 25 %, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП РК 2.04-01 и не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50 %;

в) допускается использовать более точные методы для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона с учетом предельных удельных значений деформаций ползучести и усадки бетона, влияния арматуры, возраста и передаточной прочности бетона, поэтапного приложения нагрузки и длительности ее воздействия на каждой стадии, скорости развития деформаций во времени, приведенных размеров поперечных сечений, относительной влажности среды и других факторов. Эти методы следует обосновать. При этом нормативные деформации ползучести ϵ_n и усадки бетона ϵ_n для классов бетона, соответствующих его передаточной прочности, следует принимать по Таблице М.3 Приложения М.

7.1.8 Расчетную длину l_0 сжатых элементов железобетонных решетчатых ферм следует принимать по указаниям, относящимся к определению расчетной длины сжатых элементов стальных решетчатых ферм (см. Раздел 8).

Расчетную длину стоек отдельно стоящих рам при жестком соединении стоек с ригелем допускается принимать по Таблице 21 в зависимости от соотношения жесткости ригеля $B_1 = E_b I_1$ и стоек $B_2 = E_b I_2$.

Расчетную длину свай (свай-оболочек, свай-столбов), в том числе в элементах опор эстакадного типа, следует приниматься с учетом деформативности грунта и сопротивляемость перемещениям фундаментам и верха опоры.

Таблица 21 - Расчетные длины стоек

Отношение пролета ригеля l к высоте стойки H	Расчетная длина стойки l_0 при отношении жесткости B_1/B_2		
	0,5	1	5
0,2	$1,1H$	H	H
1	$1,3H$	$1,15H$	H
3	$1,5H$	$1,4H$	$1,1H$
ПРИМЕЧАНИЕ При промежуточных значениях отношений l/H и B_1/B_2 расчетную длину l_0 допускается определять по интерполяции.			

При расчете частей или элементов опор на продольный изгиб с использованием методов строительной механики, касающихся определения расчетной (свободной) длины сжатых стержней, допускается учитывать упругое защемление (упругую податливость) концов рассматриваемых элементов вследствие деформативности грунта и наличия в подвижных опорных частях сил трения. Если такие расчеты не производятся, то при применении подвижных опорных частей каткового и секторного типов, а также на фторопластовых прокладках взаимную связанность верха опор учитывать не следует.

В сжатых железобетонных элементах минимальная площадь поперечного сечения продольной арматуры, % к полной площади расчетного сечения бетона, должна быть не менее:

- 0,20 — в элементах с гибкостью $l_0 / i \leq 17$;

- 0,60 — то же, с гибкостью $l_0 / i \geq 104$;

для промежуточных значений гибкости — по интерполяции (l_0 — расчетная длина элемента);

$i = \sqrt{I_b / A_b}$ — радиус инерции поперечного сечения элемента, где I_b — момент инерции бетонного сечения; A_b — площадь бетонного сечения. Если требования по величине минимального армирования не удовлетворяются, то элементы конструкции следует рассчитывать как бетонные.

Гибкость сжатых железобетонных элементов в любом направлении в стадии эксплуатации сооружения принимается не должна быть свыше 120, а на стадии монтажа — 150.

Гибкость l_0 / i_{ef} элементов с косвенным армированием принимается не более при сетках — 55, при спирали — 35, где i_{ef} — радиус инерции части бетонного сечения (ограниченной осями крайних стержней сетки или спиралью).

7.1.9 Звенья прямоугольных железобетонных труб следует рассчитывать как рамы замкнутого контура с дополнительной проверкой их стенок по схеме с жестко заделанными стойками.

Звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать только на изгибающие моменты (без учета продольных и поперечных сил), определяемые по Приложению Н.

7.2 Требования к бетону

7.2.1 В конструкциях мостов и труб следует предусматривать применение конструкционного тяжелого бетона со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м³ включительно, соответствующего ГОСТ 26633.

Применение бетона с другими признаками и плотностью допускается в опытных конструкциях в установленном порядке.

ПРИМЕЧАНИЕ Изложенные в разделе нормы и требования относятся к бетону с указанной плотностью, который далее (без указания плотности) именуется «тяжелый бетон».

Бетон конструкции по прочности на сжатие характеризуется проектным классом, передаточной и отпускной прочностями. Класс бетона по прочности на сжатие «В» определяется значением (гарантированным с обеспеченностью 0,95) прочности на сжатие, контролируемой на кубах 150 мм×150 мм×150 мм в установленные сроки.

Проектный класс бетона «В» — прочность бетона конструкции, назначаемая в проекте.

Передаточная прочность бетона R_{bp} — прочность (соответствующая классу) бетона в момент передачи на него усилия в процессе изготовления и монтажа (7.2.13).

Отпускная прочность бетона R_{b0} — прочность (соответствующая классу) бетона в момент отгрузки (замораживания) его со склада завода-изготовителя.

7.2.2 Для конструкций мостов и труб следует применять тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55 и В60. Бетон классов В22,5 и В27,5 следует предусматривать при условии, что это приводит к экономии цемента и не снижает других технико-экономических показателей конструкции. Бетон класса по прочности выше В60 (в том числе получаемый с помощью добавок, повышающих прочность) следует применять по техническим условиям.

В зависимости от вида конструкций, их армирования и условий работы применяемый бетон соответствует требованиям, приведенным в Таблице 22.

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, располагаемой в открытых каналах, следует предусматривать бетон класса по прочности на сжатие не ниже В35.

Инъектирование арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должно производиться раствором прочностью на 28-й день не ниже 30 МПа.

Для омоноличивания стыков сборных конструкций следует применять бетон класса по прочности на сжатие не ниже принятого для стыкуемых элементов.

Таблица 22 - Классы бетонов

Конструкции, армирование и условия работы	Бетон класса по прочности на сжатие, не ниже
1 Бетонные	B20
2 Железобетонные с ненапрягаемой арматурой:	
а) кроме пролетных строений	B25
б) пролетные строения	B30
3 Железобетонные предварительно напряженные:	
а) без анкеров:	
- при стержневой арматуре классов: A600 (A-IV), Ат600 (Ат-IV)	B30
A800 (A-V), Ат800 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI)	B35
- при проволочной арматуре из одиночных проволок и канатов класса К-7	B35
б) с анкерами:	
- при проволочной арматуре из одиночных проволок и из одиночных арматурных канатов класса К-7	B30
- из пучков канатов класса К-7 и при стальных канатах (со свивкой спиральной, двойной и закрытых)	B35
4 Блоки облицовки опор на реках с ледоходом при расположении мостов в районах со средней температурой наружного воздуха и наиболее холодной пятидневки, °С:	
минус 40 и выше	B35
ниже минус 40	B45
Для опор мостов при их расположении в зонах действия приливов и отливов или попеременного замораживания и оттаивания при работе плотин	B45

7.2.3 Марки бетона и раствора по морозостойкости F в зависимости от климатических условий зоны строительства, расположения и вида конструкций следует принимать по Таблице 23.

7.2.4 В подводных и подземных сооружениях, не подвергающихся электрической и химической коррозии, следует применять бетон с маркой по водонепроницаемости W6.

Остальные элементы и части конструкций, в том числе бетонируемые стыки железобетонных мостов и труб должны проектироваться из бетона, имеющего марку по водонепроницаемости не ниже W8.

7.2.5 В элементах конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивных средах, должны применяться бетон и защитные покрытия, обладающие стойкостью к такому воздействию, в соответствии с требованиями СП РК 2.01-101 и ГОСТ 10060.0, как для бетонов дорожных и аэродромных покрытий.

7.2.6 Основными нормативными прочностными характеристиками бетона являются значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению R_{bt} , определяемые с обеспеченностью 0,95.

Основные расчетные прочностные характеристики бетона — сопротивление осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} — определяют делением нормативных значений

сопротивления бетона на соответствующий коэффициент надежности по материалу γ_m и умножением на коэффициент условий работы m_n .

Таблица 23 - Марки бетона и раствора по морозостойкости

Климатические условия (характеризуемые среднемесячной температурой наиболее холодного месяца согласно СНиП РК 2.04-01, °С) и условия эксплуатации	Расположение конструкций и их частей					
	В надводной, подземной и надземной незатопляемой зонах ¹		В зоне переменного уровня воды ²			
	Вид конструкций					
	железобетонные и тонкостенные бетонные (толщиной менее 0,5 м)	бетонные массивные	железобетонные и тонкостенные бетонные	Бетонные массивные		блоки облицовки
				кладка тела опор (бетон наружной зоны)	кладка заполнения при блоках облицовки (бетон внутренней зоны)	
	Марка бетона по морозостойкости					
Умеренные минус 10 и выше	F200	F100	F200	F100	F100	—
Суровые ниже минус 10 до минус 20 включительно	F200	F100	F300	F200	F100	F300
Особо суровые ниже минус 20	F300	F200	F300 ³	F300	F200	F400 ⁴

¹ К надземным незатопляемым зонам в опорах следует относить части, расположенные на 1 м выше поверхности грунта. Для бетона участков опор, расположенных ниже и достигающих половины глубины промерзания грунта, следует предусматривать требования, указанные для конструкций, находящихся в зоне переменного уровня воды.

² За верхнюю границу зоны переменного уровня воды следует принимать условный уровень, который на 1 м выше наивысшего уровня ледостава, за нижнюю — уровень на 0,5 м ниже нижней поверхности слоя льда наинизшего ледостава.

³ Железобетонные элементы промежуточных опор железнодорожных и совмещенных мостов на постоянных водотоках в районах с особо суровыми климатическими условиями должны иметь марку бетона по морозостойкости F400.

⁴ Бетон блоков облицовки опор больших железнодорожных и совмещенных мостов через реки с ледоходом при толщине льда свыше 1,5 м и расположении моста в районе с особо суровыми климатическими условиями должен иметь марку по морозостойкости F500.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 К бетону частей конструкций подводных (на 0,5 м ниже поверхности слоя льда наинизшего ледостава), подземных (ниже половины глубины промерзания), требования по морозостойкости не нормируются. В обсыпных устоях к подземным частям конструкции относятся части тела устоя, расположенные ниже половины глубины промерзания грунта конуса насыпи.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Бетон всех элементов водопропускных труб, укрепления русел рек и конусов насыпей, берегоукрепительных и регуляционных сооружений, всех элементов мостового полотна, включая плиты проезжей части автодорожных мостов без гидроизоляции, а также бетон выравнивающего слоя одежды ездового полотна, выполняющий гидроизолирующие функции, и плиты мостового полотна в железнодорожных пролетных строениях при безбалластной езде должен отвечать требованиям по морозостойкости, предъявляемым к бетону, находящемуся в зоне переменного уровня воды.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 При назначении требований по морозостойкости участков буронабивных свай в зоне переменного уровня воды за нижний уровень этой зоны принимается отметка на 0,5 м ниже нижней поверхности льда.

Коэффициент надежности по материалу (бетону) γ_m для предельных состояний первой группы принимают равным 1,3 для осевого сжатия и 1,5 для осевого растяжения.

Для предельных состояний второй группы коэффициент надежности по материалу γ_m равен 1,0.

Коэффициент условий работы по назначению принимают равным:

- 0,9 – для предельных состояний первой группы;
- 1,0 – для предельных состояний второй группы.

Расчетные сопротивления бетона разных классов при расчете конструкций мостов и труб по предельным состояниям первой и второй групп принимается по Таблице 24.

Таблица 24 - Расчетные сопротивления бетона

Вид сопро- тивления	Услов- ное обозна- чение	Расчетное сопротивление, МПа, бетона классов по прочности на сжатие										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
При расчетах по предельным состояниям первой группы												
Сжатие осевое (призменная прочность)	R_b	10,5	11,75	13 ,0	14,3	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0	27,5	30,0
Растяжение осевое	R_{bt}	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50
При расчетах по предельным состояниям второй группы												
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{b,ser}$	15,0	16,8	18,5	20,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое	$R_{bt,ser}$	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Скалывание при изгибе	$R_{b,sh}$	1,95	2,30	2,50	2,75	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15	4,45	4,75
Сжатие												

Таблица 24 - Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, бетона классов по прочности на сжатие										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
осевое (призмная прочность) для расчетов по предотвращению образования в конструкциях продольных трещин: - при предварительном напряжении и монтаже - на стадии эксплуатации	$R_{b,mc1}$	—	—	13,7	15,2	16,7	19,6	23,0	26,0	29,9	32,8	36,2
	$R_{b,mc2}$	8,8	10,3	11,8	13,2	14,6	16,7	19,6	22,0	25,0	27,5	30,0

Расчетные сопротивления бетона на непосредственный срез $R_{b,cut}$ при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать:

для сечений, расположенных в монолитном армированном бетоне, когда не учитывается работа арматуры — $R_{b,cut} = 0,1 R_b$;

для тех же сечений при учете работы арматуры на срез — по указаниям 7.4.9.2;

в местах сопряжения бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов при соблюдении требований 7.6.12.2 — $R_{b,cut} = 0,05 R_b$.

Для бетонных конструкций расчетные сопротивления сжатию R_b и $R_{b,mc2}$ необходимо принимать на 10 % ниже значений, указанных в Таблице 24, а для непосредственного среза — $R_{b,cut} = 0,05 R_b$.

Расчетные сопротивления монолитного бетона класса B20 во внутренних полостях (в ядре) круглых оболочек опор допускается в расчетах повышать на 25 %.

7.2.7 Расчетные сопротивления бетона, приведенные в 7.2.6 и в Таблице 24, в соответствующих случаях следует принимать с коэффициентами условий работы согласно Таблице 25.

Таблица 25 - Коэффициенты условий работы бетона

Фактор, обуславливающий введение коэффициента условий работы	Коэффициент условий работы	Расчетное сопротивление бетона, к которому вводится коэффициент	Значение коэффициента условий работы
1 Многократно повторяющаяся нагрузка	m_{b1}	R_b	По 7.2.8
2 Бетонирование в вертикальном положении сжатых элементов с площадью поперечного сечения $0,3 \text{ м}^2$ и менее	m_{b4}	R_b	0,85
3 Влияние двухосного напряженного состояния при поперечном обжатии бетона	m_{b6}	$R_b, R_{b,sh}$	По 7.2.9
4 Работа конструкции в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40°C при отсутствии водонасыщения бетона	m_{b7}	R_b	0,9
5 Попеременное замораживание и оттаивание бетона, находящегося в водонасыщенном состоянии в конструкциях, эксплуатируемых в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, $^\circ\text{C}$: - минус 40 и выше - ниже минус 40	m_{b8} m_{b8}	R_b R_b	0,9 0,8
6 Работа конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП РК 2.04-01	m_{b9}	R_b, R_{bt}	0,85
7 Наличие в составных конструкциях: - бетонируемых стыков - клееных стыков - швов на растворе в неармированной кладке	m_{b10} m_{b10} m_{b10}	R_b R_b R_b	По 7.2.10 и Таблице 28 По 7.2.11 По 7.2.12
8 Расчет элементов в стадии эксплуатации по предельным состояниям второй группы: а) на косой изгиб и косое внецентренное сжатие б) на кручение в) на скалывание по плоскости сопряжения бетона моноличивания с бетоном конструкции	m_{b13} m_{b14} m_{b15}	$R_{b,mc2}$ $R_{b,sh}$ $R_{b,sh}$	1,10 1,15 0,50

7.2.8 При многократно повторяющихся нагрузках, действующих на элементы, подлежащие расчету на выносливость, расчетные сопротивления бетона сжатию в расчетах на выносливость R_{bf} следует определять по формуле

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6\beta_b \varepsilon_b R_b, \quad (47)$$

где m_{b1} — коэффициент условий работы;

R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при расчетах по предельным состояниям первой группы (Таблица 24);

β_b — коэффициент, учитывающий рост прочности бетона во времени и принимаемый по Таблице 26;

ε_b — коэффициент, зависящий от асимметрии цикла повторяющихся напряжений $\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}$ и принимаемый по Таблице 27.

Таблица 26 – Коэффициенты β_b , учитывающие рост прочности бетона во времени

Класс бетона по прочности на сжатие	B27,5 и ниже	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
β_b	1,34	1,31	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20

Таблица 27 – Коэффициенты ε_b , зависящие от асимметрии цикла повторяющихся напряжений

Коэффициент цикла повторяющихся напряжений ρ_b	0,1 и менее	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 и более
ε_b	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24
ПРИМЕЧАНИЕ Для промежуточных значений ρ_b коэффициент ε_b следует определять по интерполяции.						

7.2.9 В расчетах предварительно напряженных конструкций при поперечном их обжатии напряжением σ_{by} к расчетным сопротивлениям бетона осевому сжатию R_b , скалыванию при изгибе $R_{b,sh}$ и непосредственному срезу $R_{b,cut}$ следует вводить коэффициенты условий работы m_{b6} , равные:

а) для R_b :

$m_{b6} = 1,1$ — если $0,1R_b \leq \sigma_{by} \leq 0,2R_b$;

$m_{b6} = 1,2$ — при напряжениях $\sigma_{by} = 0,6R_b$, которые представляют собой максимальную величину, учитываемую в расчетах;

б) для $R_{b,sh}$ и $R_{b,cut}$:

$m_{b6} = 1 + 1,5\sigma_{by}/R_{b,sh}$ — при $\sigma_{by} \leq 0,98$ МПа;

$m_{b6} = 1 + \sigma_{by}/R_{b,sh}$ — при $\sigma_{by} = 2,94$ МПа.

Для промежуточных значений σ_{by} коэффициенты условий работы бетона принимают по интерполяции.

7.2.10 При расчете составных по длине конструкций с бетонируемыми стыками значения коэффициента условий работы m_{b10} , учитывающего разницу в прочности бетона конструкции и материала заполнения стыкового шва на каждой стадии работы стыка, следует принимать в зависимости от толщины шва b и отношения прочности бетона (раствора) в стыке (шве) R_{bj} к прочности бетона в блоках конструкции $R_{b,con}$ по Таблице 28.

При толщине частей блока менее 120 мм, а также при наличии в теле блока отверстий для пропуска напрягаемой арматуры значения m_{b10} для стыка с толщиной шва от 20 мм до 40 мм следует принимать, как для шва толщиной 70 мм, для шва толщиной 70 мм — как для шва толщиной 200 мм.

Таблица 28 - Коэффициенты условий работы m_{b10}

Толщина шва, мм	Коэффициент условий работы m_{b10} при отношениях $R_{bf}/R_{b,con}$								
	0,2 и менее	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
От 20 до 40	0,70	0,76	0,82	0,88	0,94	1,0	1,0	1,0	1,0
70	0,50	0,58	0,65	0,72	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
200 и более	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0

7.2.11 Составные конструкции по длине пролетных строений с клееными стыками следует проектировать такими, чтобы они были способны нести монтажные нагрузки при неотвержденном клее.

В расчетах составных конструкций по длине с клееными стыками коэффициент условий работы m_{b10} , вводимый к расчетным сопротивлениям бетона блоков и учитывающий снижение прочности конструкции до отверждения клея, следует принимать в зависимости от вида поверхности бетона торцов блоков: при рифленой — 0,90, при гладкой — 0,85.

Для клееных стыков, расстояния между которыми менее наибольшего размера сечения, а также для стыков вставных диафрагм указанные значения m_{b10} следует уменьшать на 0,05.

Для клееных стыков с отвержденным клеем следует принимать $m_{b10} = 1$.

7.2.12 При расчете неармированной кладки из бетонных блоков на растворе к расчетным сопротивлениям бетона, принимаемым для бетонных конструкций в соответствии с 7.2.6, следует вводить коэффициенты условий работы m_{b10} , равные:

- 0,85 — при классах бетона блоков В20 и В22,5;
- 0,75 — при классах бетона блоков В25–В35;
- 0,70 — при классах бетона блоков В40 и выше.

Толщина горизонтальных швов кладки принимаются не более 1,5 см, а раствор в швах должен иметь прочность в 28-дневном возрасте не ниже прочности бетонных блоков.

7.2.13 При изготовлении предварительно напряженных конструкций обжатие бетона допускается при его прочности не ниже установленной для проектного класса.

Расчетные сопротивления бетона для назначения передаточной прочности следует определять по Таблице 24 путем интерполяции значений, относящихся к близким классам бетона.

Прочность бетона к моменту передачи на него полного усилия с напрягаемой арматуры и при монтаже следует назначать, как правило, не менее прочности, соответствующей классу бетона по прочности В25.

7.2.14 Значение модулей упругости бетона при сжатии и растяжении E_b и при твердении бетона конструкций в естественных условиях в случае отсутствия опытных данных следует принимать по Таблице 29.

Таблица 29 - Модули упругости бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	27,0	28,5	30,0	31,5	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Значения модулей упругости E_b , приведенные в Таблице 29, следует уменьшать:

- на 10 % — для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, а также для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания;
- на 15 % — для бетона конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в климатическом подрайоне IVA в соответствии с требованиями СНиП РК 2.04-01.

Для кладки из бетонных блоков значения модулей деформации E следует принимать для бетона классов:

- B20 – B35 — $0,5 E_b$;
- B40 и выше — $0,6 E_b$.

Приведенный модуль деформации бетона сборно-монолитной опоры в целом определяется как средневзвешенный по значениям модуля деформации бетона кладки из блоков и модуля упругости бетона ядра сечения с учетом пропорциональности их площадей сечения по отношению ко всей площади сечения опоры.

Модуль сдвига бетона G_b следует принимать равным $0,4E_b$, коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) — $\nu=0,2$.

Минимальное значение модуля упругости клеев, используемых в стыках составных конструкций, не принимается меньше 1500 МПа, а значение коэффициента поперечной деформации ν — не более 0,25.

7.3 Требования к арматуре

7.3.1 Марки стали для арматуры железобетонных мостов и труб, устанавливаемой по расчету в зависимости от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства, следует принимать по Таблице 30 с учетом 5.5.4, 7.4.13.1 и 7.6.7.1; при этом знак «плюс» означает возможность применения указанной марки стали в данных условиях.

Арматурную сталь класса A300 марки Ст5пс допускается применять в пролетных строениях (исключая хомуты) и в опорах мостов, если диаметр ее стержней не более, мм:

- 20 — для элементов с арматурой, не рассчитываемой на выносливость;
- 18 — то же, рассчитываемой на выносливость.

Указанную арматурную сталь при диаметрах 22 мм и более следует применять только в фундаментах и частях опор, расположенных ниже половины глубины промерзания грунта.

Таблица 30 - Марки стали

Вид арматуры	Класс прочности арматурной стали	Документ, регламентирующий качество арматурной стали	Марка стали	Диаметр, мм	Элементы с арматурой, не рассчитываемой на выносливость			Элементы с арматурой, рассчитываемой на выносливость		
					При применении конструкций в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С					
					минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40	минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40
Стержневая горячекатаная гладкая	А240 (А-I)	ГОСТ 5781 ГОСТ 380	Ст3сп	6—10	+	+	+	+	+	+
			Ст3сп	12—40	+	+	+	+	+	—
			Ст3пс	6—10	+	+	+ ^{1,2}	+	+ ¹	—
			Ст3пс	12—16	+	+ ¹	—	+	+ ¹	—
			Ст3пс	18—40	+	+ ¹	—	+ ¹	—	—
			Ст3кп	6—10	+	—	—	—	—	—
Стержневая горячекатаная периодического профиля	А300 (А-II)	ГОСТ 5781 ГОСТ 380	Ст5сп	10—40	+	+	+ ^{1,2,3}	+	+	—
			Ст5пс	10—16	+	+ ¹	—	+	+ ¹	—
			ВСт5пс2	18—40	+	—	—	+ ¹	—	—
	Ас300 (Ас-II)		10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+
			А400 (А-III)	25Г2С	6—40	+	+	+ ¹	+	+ ¹
	35ГС			6—40	+	+ ⁴	—	—	—	—
	А600 (А-IV)	20ХГ2Ц	10—22	+	+	+ ⁵	+	+	+ ⁵	
	А-800 (А-V)	23Х2Г2Т	10—32	+	+	+ ⁵	+	+	+ ⁵	

Таблица 30 - Марки стали

(продолжение)

Вид арматуры	Класс прочности арматурной стали	Документ, регламентирующий качество арматурной стали	Марка стали	Диаметр, мм	Элементы с арматурой, не рассчитываемой на выносливость			Элементы с арматурой, рассчитываемой на выносливость		
					При применении конструкций в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С					
					минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40	минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40
Стержневая термически упрочненная периодического профиля	Ат600 ⁶ (Ат-IV)	ГОСТ 10884	25Г2С	10—28	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—
			10ГС2	10—18	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—
			20ХГС2	10—18	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—
	20ХГС2		10—28	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—	
	Ат1000 ⁶ (Ат-VI)		20ХГС2	10—16	+ ⁵	+ ⁵	+ ^{5,7}	—	—	—
Высокопрочная гладкая проволока	В (В)	ГОСТ 7348	—	3—8	+	+	+ ⁸	+	+	+ ⁸

Таблица 30 - Марки стали

Вид арматуры	Класс прочности арматурной стали	Документ, регламентирующий качество арматурной стали	Марка стали	Диаметр, мм	Элементы с арматурой, не рассчитываемой на выносливость			Элементы с арматурой, рассчитываемой на выносливость		
					При применении конструкций в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С					
					минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40	минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40 включ.	ниже минус 40
Высокопрочная проволока периодического профиля	Вр (Вр)	ГОСТ 13840	—	3—8	+	+	⁹	+	+	⁹
Канаты арматурные	К-7 (К-7)		—	9—15	+	+	+	+	+	+
Канаты стальные	Спиральные	—	—	Диаметр про- волока 3 мм и более	+	+	—	¹⁰	¹⁰	—
	Двойной свивки	ГОСТ 3067 ГОСТ 3068		+	+	—	¹⁰	¹⁰	—	
	Закрытые	ГОСТ 3090 ГОСТ 7675 ГОСТ 7676		По ГОСТ	+	+	—	¹⁰	¹⁰	—

Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматурной стали, высокопрочной арматурной проволоки, арматурных канатов класса К-7 и стальных канатов со свивкой спиральной, двойной и закрытых не допускаются.

К стержневой напрягаемой арматуре, находящейся в пределах тела бетона конструкции, запрещается приварка каких-либо деталей или арматуры.

Применение в качестве рабочей (рассчитываемой) арматуры новых, в том числе импортных или выпускаемых по техническим условиям, допускается после всестороннего исследования их свойств на прочность, пластичность, свариваемость, коррозионную стойкость, релаксационную стойкость, хладостойкость, стойкость к усталостным разрушениям (работа на выносливость) на основании разработанных нормативных документов.

В качестве арматуры могут быть применены листовой или фасонный прокат, а также композитные материалы на основе стеклянных, углеродных и минеральных волокон. Для дисперсного армирования может применяться фибра из стальной проволоки и стеклянных, углеродных и минеральных волокон. Применение этих материалов допускается на основании разработанных нормативных документов.

7.3.2 Для монтажных (подъемных) петель следует предусматривать применение арматурной стали класса А240 марки Ст3сп.

Если проектом предусмотрен монтаж конструкции при среднесуточных температурах наружного воздуха не ниже минус 40 °С, то для монтажных петель допускается применение арматурной стали класса А240 из стали марки Ст3пс.

7.3.3 В качестве конструктивной арматуры при всех условиях допускается применение арматурной стали классов А240 и А300 марок, указанных в Таблице 30, а также арматурной проволоки периодического профиля класса Вр.

7.3.4 Для закладных изделий, деформационных швов и других расчетных элементов следует применять стальной прокат по ГОСТ 6713:

- при расчетной температуре минус 40 °С и выше – марки 16Д;
- при расчетной температуре ниже минус 40 °С – марок 15ХСНД и 10ХСНД.

Возможно также применение проката из марок сталей, перечисленных в ГОСТ 19282 и ГОСТ 19281 (кроме марок 17ГС и 17Г1С), без дополнительной термообработки и не ниже шестой категории поставки.

При средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства не ниже минус 30 °С и динамическом коэффициенте не более 1,1 допускается также применение проката толщиной 4-24 мм из стали марки Ст3пс по ГОСТ 535.

При температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки выше минус 40 °С возможно применение проката из марок стали Ст3сп (при толщине 10-30 мм) и Ст3пс (при толщине 4-30 мм).

Для закладных изделий, не рассчитываемых на силовые воздействия, допускается использовать предусмотренный в ГОСТ 535 прокат из стали марки Ст3кп с толщиной проката 4-30 мм.

7.3.5 Нормативные значения прочности арматуры гарантируют с обеспеченностью не менее 0,95.

Основной прочностной характеристикой стержневой арматуры при растяжении (сжатии) является нормативное значение сопротивления R_{sn} , равное значениям физического предела текучести или условного R_{pn} , соответствующего остаточному удлинению, равному 0,2 %.

Для гладкой проволочной арматуры класса В по ГОСТ 7348 и арматурных канатов К-7 по ГОСТ 13840 в качестве нормативного значения сопротивления принимаются напряжения, соответствующие 0,95 условного предела текучести; для проволоки периодического профиля класса Вр по ГОСТ 7348 — 0,9 условного предела текучести.

Указанные характеристики определяют по действующим стандартам на арматурные стали.

Расчетные прочностные характеристики арматуры на растяжение (расчетные сопротивления) определяют делением нормативных значений на соответствующий

СП РК 3.03-112-2013

коэффициент надежности по материалу (устанавливаемый в зависимости от вида и класса арматуры, группы предельных состояний) и умножением на коэффициент условий работы по назначению.

Для предельных состояний первой группы коэффициенты надежности по материалу приведены в Таблице 31; коэффициенты условий работы по назначению принимают равными: для железнодорожных мостов — 0,90, для автодорожных мостов — 0,95. Для предельных состояний второй группы коэффициенты надежности по материалу и коэффициенты условий работы принимают равными 1,0.

Таблица 31 - Коэффициенты надежности по арматурным сталям

Вид, класс и диаметр арматуры	Коэффициент надежности по материалу при расчете по предельным состояниям первой группы
1 Ненапрягаемая стержневая: A240; A300 Ac300; A400, диаметр 10-40 мм A400, диаметр 6—8 мм	1,05 1,07 1,10
2 Напрягаемая стержневая: горячекатаная: A600 A800 термически упрочненная: At600, диаметр 10-28 мм At800, диаметр 10-14 мм At800, диаметр 16-28 мм At1000, диаметр 10-14 мм At1000, диаметр 16 мм	1,20 1,25 1,20 1,15 1,25 1,20 1,25
3 Напрягаемая проволочная гладкая В и периодического профиля Вр	1,20
4 Арматурные канаты К-7	1,20
5 Стальные канаты со спиральной или двойной свивкой и закрытые	1,25

Расчетные сопротивления растяжению арматурных сталей следует принимать по Таблице 32.

Таблица 32 - Расчетные сопротивления арматурных сталей

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления растяжению при расчетах по предельным состояниям первой группы R_s и R_p , МПа, для мостов и труб	
		железнодорожных	автодорожных и городских
1 Ненапрягаемая стержневая:			
а) гладкая А240	6—40	200	210
б) периодического профиля:			
А300, Ас300	10—40	250	265
А400	6 и 8	320	340
	10—40	330	350
2 Напрягаемая стержневая:			
а) горячекатаная:			
А600*	10—32	435	465
А800	10—32	565	600
б) термически упрочненная:			
Ат600	10—28	—	465
Ат800	10—14	—	645
	16—28	—	600
Ат1000	10—14	—	775
	16	—	745
3 Высокопрочная проволока:	3	1120	1180
а) гладкая В	4	1060	1120
	5	1000	1055
	6	940	995
	7	885	930
	8	825	865
б) периодического профиля Вр	3	1100	1155
	4	1030	1090
	5	940	995
	6	885	930
	7	825	870
	8	765	810
4 Арматурные канаты К-7	9	1030	1090
	12	1000	1055
	15	970	1025
5 Стальные канаты: со спиральной свивкой с двойной свивкой закрытые	По соответствующим стандартам	$0,54 R_{pm}$	$0,57 R_{pm}$
<p>* При смешанном армировании стержневую горячекатаную арматуру класса А600 допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 В соответствии с ГОСТ 7348 проволока диаметром 3-8 мм имеет класс прочности: гладкая от 1500 до 1100 МПа, периодического профиля от 1500 до 1000 МПа;</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 В соответствии с ГОСТ 13840 арматурные канаты К-7 диаметром 9-15 мм имеют класс прочности от 1500 до 1400 МПа.</p>			

7.3.6 Расчетные сопротивления сжатию арматуры R_{sc} , R_{pc} принимают равными расчетным сопротивлениям растяжению R_s , R_p , но не более 400 МПа при действии кратковременной нагрузки и 500 МПа при действии остальных нагрузок – для всех видов арматуры, включая напрягаемую, имеющую сцепление с бетоном, и нулю – для напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления.

7.3.7 При расчете арматуры на выносливость расчетные сопротивления арматурной стали растяжению для ненапрягаемой R_{sf} и напрягаемой R_{pf} арматуры следует определять по формулам:

$$R_{sf} = m_{as1} R_s = \varepsilon_{ps} \beta_{pw} R_s, \quad (48)$$

$$R_{pf} = m_{ap1} R_p = \varepsilon_{pp} \beta_{pw} R_p. \quad (49)$$

где m_{as1} , m_{ap1} — коэффициенты условий работы арматуры, учитывающие влияние многократно повторяющейся нагрузки;

R_s , R_p — расчетные сопротивления арматурной стали растяжению, принимаемые по Таблице 32;

ε_{ps} , ε_{pp} — коэффициенты, зависящие от асимметрии цикла изменения напряжений в арматуре $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$, приведены в Таблице 33;

β_{pw} — коэффициент, учитывающий влияние на условия работы арматурных элементов наличия сварных стыков или приварки к арматурным элементам других элементов, приведен в Таблице 34.

7.3.8 При расчете растянутой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) в наклонных сечениях на действие поперечной силы к расчетным сопротивлениям растяжению арматурной стали, указанным в Таблице 32, вводятся коэффициенты условий работы арматуры:

- $m_{a4} = 0,8$ — для стержневой арматуры;

- $m_{a4} = 0,7$ — для арматуры из высокопрочной проволоки, арматурных канатов К-7 и стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

Если в сварных каркасах диаметр хомутов из арматурной стали класса А400 менее 1/3 диаметра продольных стержней, то учитываемые в расчете на поперечную силу напряжения в хомутах не должны превышать, МПа:

- 245 — при диаметре хомутов 6 и 8 мм;

- 255 — то же, 10 мм и более.

7.3.9 Для арматурной стали классов А600 и А800 при применении стыков, выполненных контактной сваркой без продольной механической зачистки, и стыков на парных смещенных накладках к расчетным сопротивлениям растяжению, указанным в Таблице 32, вводится коэффициент условий работы арматуры $m_{a5} = 0,9$.

Для арматурной стали классов А240, А300, Ас300 и А400 при наличии стыков, выполненных контактной сваркой, ванным способом на удлиненных или коротких подкладках, на парных смещенных накладках, расчетные сопротивления растяжению следует принимать такими же, как для арматурной стали, не имеющей стыков.

Таблица 33 – Значения коэффициентов ε_{ps} и ε_{pp}

Класс (виды или особенности) применяемой арматурной стали	Значения коэффициентов ε_{ps} и ε_{pp} при ρ								
	–1	–0,5	–0,2	–0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,35
Коэффициент ε_{ps}									
A240	0,48	0,61	0,72	0,77	0,81	0,85	0,89	0,97	1
A300	0,40	0,50	0,60	0,63	0,67	0,70	0,74	0,81	0,83
Ac300	—	—	0,67	0,71	0,75	0,78	0,82	0,86	0,88
A400	0,32	0,40	0,48	0,51	0,54	0,57	0,59	0,65	0,67
Коэффициент ε_{pp}									
A600 (без стыков или со стыками, выполненными контактной сваркой с механической зачисткой)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
В или пучки из нее	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Вр или пучки из нее	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Канаты К-7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Класс (виды или особенности) применяемой арматурной стали	Значения коэффициентов ε_{ps} и ε_{pp} при ρ								
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	1
Коэффициент ε_{ps}									
A240	1	1	1	1	1	1	1	1	1
A300	0,87	0,94	1	1	1	1	1	1	1
Ac300	0,90	0,92	0,94	1	1	1	1	1	1
A-400	0,70	0,75	0,81	0,90	0,95	1	1	1	1
Коэффициент ε_{pp}									
A600 (без стыков или со стыками, выполненными контактной сваркой с механической зачисткой)	0,38	0,49	0,70	0,78	0,85	0,91	0,94	0,96	1
В или пучки из нее	—	—	—	—	0,85	0,97	1	1	1
Вр или пучки из нее	—	—	—	—	0,78	0,82	0,87	0,91	1
Канаты К-7	—	—	—	—	0,78	0,84	0,95	1	1
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для стальных канатов со спиральной или двойной свивкой и закрытых при $\rho \geq 0,85$ коэффициент ε_{pp} можно принимать равным единице, а при $\rho < 0,85$ — устанавливать по 8.4.9.2, относящимся к расчету на выносливость канатов висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для промежуточных значений ρ коэффициенты ε_{ps} и ε_{pp} следует определять по интерполяции.</p>									

Таблица 34 – Значения коэффициентов β_{pw}

Тип сварного соединения	Коэффициент асимметрии цикла ρ	Коэффициент β_{pw} для стержневой арматуры диаметром 32 мм и менее для арматурной стали классов			
		A240	A300, Ас300	A400	A600
Сварка контактным способом (без продольной зачистки)	0	0,75	0,65	0,60	—
	0,2	0,85	0,70	0,65	—
	0,4	1	0,80	0,75	0,75
	0,7	1	0,90	0,75	0,75
	0,8	1	1	0,75	0,80
	0,9	1	1	0,85	0,90
Сварка ванным способом на удлиненных накладках -подкладках	0	0,75	0,65	0,60	—
	0,2	0,80	0,70	0,65	—
	0,4	0,90	0,80	0,75	—
	0,7	0,90	0,90	0,75	—
	0,8	1	1	0,75	—
	0,9	1	1	0,85	—
Контактная точечная сварка перекрещивающихся стержней арматуры и приварка других стержней, сварка на парных смещенных накладках	0	0,65	0,65	0,60	—
	0,2	0,70	0,70	0,65	—
	0,4	0,75	0,75	0,65	—
	0,7	0,90	0,90	0,70	—
	0,8	1	1	0,75	—
	0,9	1	1	0,85	—
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если диаметры стержневой растянутой арматуры свыше 32 мм, то значения β_{pw} следует уменьшить на 5 %.					
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если значения $\rho < 0$, то значения β_{pw} следует принимать такими же, как при $\rho=0$.					
ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для растянутой арматурной стали класса А600, стержни которой имеют сварные стыки, выполненные контактной сваркой с последующей продольной зачисткой, следует принимать $\beta_{pw}=1$.					
ПРИМЕЧАНИЕ 4 При промежуточных значениях ρ коэффициенты β_{pw} следует определять по интерполяции.					

7.3.10 При расчете по прочности нормальных сечений в изгибаемых конструкциях для арматурных элементов (отдельных стержней, пучков, канатов), расположенных от растянутой грани изгибаемого элемента на расстоянии более чем 1/5 высоты растянутой зоны сечения, к расчетным сопротивлениям арматурной стали растяжению допускается вводить коэффициенты условий работы арматуры

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5 \frac{a}{h-x} \leq 1, \quad (50)$$

где $(h-x)$ — высота растянутой зоны сечения;

$a \geq 0,2 (h-x)$ — расстояние оси растянутого арматурного элемента от растянутой грани сечения.

7.3.11 При перегибе стальных канатов со спиральной или двойной свивкой вокруг анкерных полукруглых блоков диаметром D менее $24d$ (d — диаметр каната) к расчетным сопротивлениям канатов растяжению при расчетах на прочность должны вводиться

коэффициенты условий работы канатов m_{a10} , которые при отношениях D/d от 8 до 24 допускается определять по формуле

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125 \frac{D}{d} \leq 1, \quad (51)$$

При перегибах вокруг блоков диаметром D менее $8d$ коэффициенты условий работы канатов следует назначать по результатам опытных исследований.

7.3.12 При расчетах по прочности оцинкованной высокопрочной гладкой проволоки класса В диаметром 5 мм к расчетным сопротивлениям проволоки растяжению по Таблице 32 следует вводить коэффициенты условий работы арматуры m_{a11} , равные:

- 0,94 — при оцинковке проволоки по группе С, отвечающей среднеагрессивным условиям среды;

- 0,88 — то же, по группе Ж, отвечающей жесткоагрессивным условиям среды.

7.3.13 При расчетах на стадии создания в конструкции предварительного напряжения, а также на стадии монтажа расчетные сопротивления арматурной стали следует принимать с коэффициентами условий работы, равными:

- 1,10 — для стержневой арматурной стали, а также арматурных элементов из высокопрочной проволоки;

- 1,05 — для арматурных канатов класса К-7, а также стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

7.3.14 Для стальных изделий железобетонных мостов и труб, представляющих отдельные их конструктивные детали (опорные части, элементы шарниров и деформационных швов, упорные устройства и т.д.), и для стальных закладных изделий из листового и фасонного проката расчетные сопротивления следует принимать такими же, как для элементов стальных конструкций мостов (см. Раздел 8).

7.3.15 Расчетные сопротивления для арматурных стержней, анкеруемых в бетоне, следует принимать в соответствии с указаниями, относящимися к арматуре.

7.3.16 Во всех расчетах элементов мостов, производимых по формулам упругого тела, кроме расчетов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость следует использовать отношения модулей упругости n_1 (E_s / E_b или E_p / E_b), определяемые по значениям модулей, приведенным для арматуры в Таблице 35 и для бетона в Таблице 29.

При расчетах элементов мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и на трещиностойкость, при определении напряжений и геометрических характеристик приведенных сечений площадь арматуры учитывается с коэффициентом отношения модулей упругости n' , при котором учитывается виброползучесть бетона. Значения n' следует принимать при бетоне классов:

- В20 22,5;

- В22,5 и В25 20;

- В27,5 17;

- В30 и В35 15;

- В40 и выше 10.

Таблица 35 - Значения модуля упругости арматуры

Класс (вид) арматурной стали	Модуль упругости, МПа, арматуры	
	ненапрягаемой E_s	напрягаемой E_p
A240, A300, Aс300	$2,06 \cdot 10^5$	—
A400	$1,96 \cdot 10^5$	—
A600, Ат600, A800	—	$1,86 \cdot 10^5$
Ат800, Ат1000	—	$1,86 \cdot 10^5$
Проволока классов В, Вр	—	$1,96 \cdot 10^5$
Пучки из параллельных проволок классов В, Вр	—	$1,77 \cdot 10^5$
Арматурные канаты класса К-7	—	$1,77 \cdot 10^5$
Пучки из арматурных канатов класса К-7	—	$1,67 \cdot 10^5$
Стальные канаты:		
спиральные и двойной свивки	—	$1,67 \cdot 10^5$
закрытые	—	$1,57 \cdot 10^5$

7.4 Расчет по предельным состояниям первой группы

7.4.1 Расчет по прочности и устойчивости

7.4.1.1 Расчет бетонных и железобетонных элементов мостов и труб следует производить, сопоставляя расчетные усилия от внешних нагрузок с предельными усилиями.

Применение изгибаемых, центрально- и внецентренно растянутых бетонных элементов в конструкциях не допускается.

7.4.1.2 Расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях следует определять с учетом перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона, искусственного регулирования и предварительного напряжения. Суммарное расчетное усилие от этих факторов допускается определять умножением на коэффициент надежности по нагрузке 1,1 (или 0,9).

7.4.1.3 Предельные усилия в элементах конструкций следует определять в сечениях, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

7.4.1.4 При расчете бетонных и железобетонных элементов на воздействие сжимающей продольной силы N за предельное значение усилия необходимо принимать меньшее, полученное из расчетов по прочности и устойчивости. При расчете по прочности следует учитывать случайный эксцентриситет $e_{c,сл}=(1/400)l_0$ (где l_0 — геометрическая длина элемента или ее часть между точками закрепления элемента, принимаемая с учетом требований 7.1.8).

При расчете по трещиностойкости и деформациям случайный эксцентриситет учитывать не следует.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет e_c (относительно центра тяжести приведенного сечения) находится как сумма эксцентриситетов, определяемая из статического расчета конструкции и случайного $e_{c,сл}$.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения

e_c принимается равной эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее $e_{c,сл.}$.

7.4.1.5 Расчет по прочности и устойчивости сжатых, внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений в зависимости от величины эксцентриситета $e_c=M/N$ производится в соответствии с Таблицей 36.

Таблица 36 - Расчеты по прочности и устойчивости сжатых и внецентренно сжатых элементов

Вид расчета	Конструкции			
	бетонные		железобетонные	
	Номера настоящих норм, в соответствии с которыми следует выполнять расчеты при эксцентриситетах			
	$e_c \leq r$	$e_c > r$	$e_c \leq r$	$e_c > r$
По прочности	7.4.4.3	7.4.4.3	7.4.5.1, б	7.4.5.2
	7.4.1.6	7.4.1.6	—	7.4.1.6
По устойчивости	7.4.4.1	—	7.4.5.1, а	—
	7.4.1.7	—	7.4.1.7	—
ПРИМЕЧАНИЕ r — ядровое расстояние.				

Сжатые элементы с расчетным начальным эксцентриситетом $e_c > r$ следует рассчитывать на внецентренное сжатие.

Влияние прогиба на увеличение расчетного усилия внецентренно сжатого элемента при расчете по недеформируемой схеме следует учитывать путем умножения эксцентриситета e_c на коэффициент η , определяемый по 7.4.1.6.

При расчете на устойчивость при $e_c \leq r$ коэффициент продольного изгиба φ следует принимать в соответствии с 7.4.1.7.

7.4.1.6 Коэффициент η , учитывающий влияние прогиба по прочности, определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (52)$$

где N_{cr} — условная критическая сила, определяемая по формулам:
для бетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right), \quad (53)$$

для железобетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + n_1 I_s \right], \quad (54)$$

где I_b — момент инерции площади сечения бетона определяется без учета трещин в бетоне;

I_s — момент инерции площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Моменты инерции определяются относительно осей, проходящих через центр тяжести приведенного сечения.

В Формулах (53) и (54) коэффициентами φ_l и φ_p учитывается соответственно влияние на прогиб длительного действия нагрузки, предварительного напряжения арматуры и относительной величины эксцентриситета.

Значение коэффициента φ_l следует принимать равным

$$\varphi_l = 1 + M_l / M, \quad (55)$$

где M — момент, равный произведению нормальной силы N , от действия постоянной и временной нагрузок на расстояние от места расположения силы N до наиболее растянутого стержня (для бетонных элементов — до наиболее растянутой грани сечения) или до наименее сжатого стержня или грани (при целиком сжатом сечении);

M_l — то же, от действия постоянных нагрузок.

Значение коэффициента δ следует принимать равным e_c/h , но не менее определяемого по формуле

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b, \quad (56)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона, МПа;

l_0 — расчетная длина элемента.

Если моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от постоянной имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_c \geq 0,1h$ следует принимать $\varphi_l = 1,0$, а при $e_c < 0,1h$ — $\varphi_l = 1,05$.

Значение коэффициента φ_p , учитывающего влияние предварительного натяжения арматуры на жесткость элемента, следует определять по формуле

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_c}{h}, \quad (57)$$

где σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести продольной арматуры с учетом всех потерь согласно Приложению М;

для кольцевых и круглых сечений $h = D$.

В Формуле (57) расчетные сопротивления R_b принимаются без учета коэффициентов условий работы бетона, а значения e_c/h не должны превышать 1,5.

Сжатые железобетонные элементы должны иметь характеристики, при которых обеспечивается условие

$$N / N_{cr} \leq 0,7, \quad (58)$$

При расчете элементов на внецентренное сжатие из плоскости изгиба, созданного внецентренным приложением нагрузки, необходимо учитывать значение случайного эксцентриситета (7.4.1.4).

Для железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры или опоры, одинаково перемещающиеся при вынужденных деформациях (например, при температурных удлинениях), значения коэффициента η следует принимать:

- для сечений в средней трети длины элемента — по Формуле (52);
- то же, в пределах крайних третей длины элемента — по интерполяции между значениями, вычисленными для средней трети, и единицей, принимаемой для опорных сечений.

7.4.1.7 Коэффициент продольного изгиба φ при расчетах сжатых ($e_c=0$) и внецентренно сжатых элементов, имеющих относительный эксцентриситет $e_c/r \leq 1$, следует определять по формуле

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l}{N} \varphi_l + \frac{N_m}{N}}, \quad (59)$$

где φ_m — коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временной нагрузки;

φ_l — то же, постоянных нагрузок;

N_l — расчетное продольное усилие от постоянной нагрузки с учетом усилия в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном;

N_m — расчетное продольное усилие от временной нагрузки;

$N = N_l + N_m$ — полное расчетное продольное усилие.

Значения коэффициентов φ_m и φ_l , при вычислении которых учтены также значения случайных эксцентриситетов по 7.4.1.4, следует принимать для железобетонных элементов по Таблице 37, для бетонных элементов — по Таблице 38.

В Таблицах 37 и 38 обозначены:

b — сторона прямоугольного сечения, нормальная к направлению перемещения элемента;

d — диаметр круглого сечения элемента;

l_0/i — гибкость элемента (i — наименьший радиус инерции поперечного сечения);

e_c/r — относительный эксцентриситет силы N ;

e_c — эксцентриситет силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

$r = W_{red}/A_{red}$ — ядровое расстояние (W_{red} и A_{red} — момент сопротивления и площадь приведенного сечения).

Таблица 37 - Коэффициенты продольного изгиба для железобетонных элементов

Характеристики гибкости элемента			Коэффициенты продольного изгиба				Φ _l
			Φ _m при относительных эксцентриситетах e _c / r				
l ₀ / b	l ₀ / d	l ₀ / i	0	0,25	0,50	1,00	
4	3,5	14	<u>1</u>	<u>0,90</u>	<u>0,81</u>	<u>0,69</u>	1
			1	0,90	0,81	0,69	
10	3,6	35	<u>1</u>	<u>0,86</u>	<u>0,77</u>	<u>0,65</u>	0,84
			1	0,86	0,77	0,65	
12	10,4	40	<u>0,95</u>	<u>0,83</u>	<u>0,74</u>	<u>0,62</u>	0,79
			0,95	0,83	0,74	0,62	
14	12,1	48,5	<u>0,90</u>	<u>0,79</u>	<u>0,70</u>	<u>0,58</u>	0,70
			0,85	0,74	0,65	0,53	

Таблица 37 - Коэффициенты продольного изгиба для железобетонных элементов
(продолжение)

Характеристики гибкости элемента			Коэффициенты продольного изгиба				φ_l
			φ_m при относительных эксцентриситетах e_c / r				
l_0 / b	l_0 / d	l_0 / i	0	0,25	0,50	1,00	
16	13,8	55	<u>0,86</u>	<u>0,75</u>	<u>0,66</u>	<u>0,55</u>	0,65
			0,78	0,67	0,58	0,47	
18	15,6	62,5	<u>0,82</u>	<u>0,71</u>	<u>0,62</u>	<u>0,51</u>	0,56
			0,75	0,64	0,55	0,44	
20	17,3	70	<u>0,78</u>	<u>0,67</u>	<u>0,57</u>	<u>0,48</u>	0,47
			0,70	0,59	0,48	0,40	
22	19,1	75	<u>0,72</u>	<u>0,60</u>	<u>0,52</u>	<u>0,43</u>	0,41
			0,64	0,52	0,44	0,35	
24	20,8	83	<u>0,67</u>	<u>0,55</u>	<u>0,47</u>	<u>0,38</u>	0,32
			0,59	0,47	0,39	0,30	
26	22,5	90	<u>0,62</u>	<u>0,51</u>	<u>0,44</u>	<u>0,35</u>	0,25
			0,53	0,42	0,35	0,26	
28	24,3	97	<u>0,58</u>	<u>0,49</u>	<u>0,43</u>	<u>0,34</u>	0,20
			0,50	0,41	0,35	0,26	
30	26	105	<u>0,53</u>	<u>0,45</u>	<u>0,39</u>	<u>0,32</u>	0,16
			0,46	0,38	0,32	0,25	
32	27,7	110	<u>0,48</u>	<u>0,41</u>	<u>0,36</u>	<u>0,31</u>	0,14
			0,42	0,35	0,30	0,25	
34	29	120	<u>0,43</u>	<u>0,36</u>	<u>0,31</u>	<u>0,25</u>	0,10
			0,39	0,32	0,27	0,21	
38	33	130	<u>0,38</u>	<u>0,32</u>	<u>0,28</u>	<u>0,24</u>	0,08
			0,33	0,28	0,24	0,20	
40	34,6	140	<u>0,35</u>	<u>0,29</u>	<u>0,25</u>	<u>0,21</u>	0,07
			0,32	0,26	0,22	0,18	
43	37,5	150	<u>0,33</u>	<u>0,28</u>	<u>0,24</u>	<u>0,21</u>	0,06
			0,30	0,25	0,21	0,18	
ПРИМЕЧАНИЕ Над чертой приведены значения для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных элементов при отсутствии на данной стадии их работы сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, под чертой — для предварительно напряженных элементов при наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.							

Таблица 38 - Коэффициенты продольного изгиба для бетонных элементов

Характеристики гибкости элемента		Коэффициенты продольного изгиба				
		φ_m при относительных эксцентриситетах e_c / r				φ_l
l_0 / b	l_0 / i	0	0,25	0,50	1,00	
4	14	1	0,86	0,77	0,65	1
6	21	0,98	0,84	0,75	0,63	0,94
8	28	0,95	0,81	0,72	0,60	0,88
10	35	0,92	0,78	0,69	0,57	0,80
12	42	0,88	0,76	0,67	0,55	0,72
14	49	0,85	0,74	0,65	0,53	0,62
16	56	0,79	0,68	0,59	0,48	0,58
18	63	0,74	0,63	0,54	0,43	0,43
20	70	0,67	0,56	0,46	0,37	0,32
22	77	0,63	0,51	0,43	0,34	0,26
24	84	0,58	0,46	0,38	0,29	0,20
26	91	0,49	0,38	0,31	0,22	0,16

7.4.2 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

7.4.2.1 Предельные усилия в сечениях согласно 7.4.3.1–7.4.5.3 и 7.4.7.1 следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию ограничивается напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными в пределах условной сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями растяжению в ненапрягаемой R_s и напрягаемой R_p арматуре;
- сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями сжатию R_{sc} , а в напрягаемой — наибольшими сжимающими напряжениями σ_{pc} согласно 7.4.2.3.

Допускается производить указанные расчеты с использованием диаграмм деформаций бетона и арматуры при наличии разработанных нормативных документов.

7.4.2.2 При расчете балок с плитой в сжатой зоне длина свесов плиты, вводимая в расчет, не должна превышать шести ее толщин h'_f , считая от начала свеса, и должна быть не более половины расстояния в свету между балками.

Начало свеса принимается от ребра балки или от конца вута, если он имеет уклон 1:3 и более.

При переменной толщине плиты, а также при вутах с уклоном менее 1:3 длина свесов определяется по приведенной толщине плиты, которая находится с учетом площади плиты и вутов.

Площадь свесов растянутых поясов двутавровых сечений при расчете не учитывается.

7.4.2.3 Напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне и имеющую сцепление с бетоном, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \quad (60)$$

где R_{pc} — учитываемое расчетом наибольшее сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре согласно 7.3.6;

σ_{pc1} — расчетное напряжение в напрягаемой арматуре (за вычетом всех потерь) при коэффициенте надежности по нагрузке, равном $\gamma_g = 1,1$; при $\sigma_{pc1} \leq R_{pc}$ принимается $\sigma_{pc} = 0$.

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры A'_s вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона x и расстояния a'_s этой арматуры до сжатой грани сечения.

При расчете изгибаемых элементов площадь A'_s учитывается полностью, если $x_2 \geq 2 a'_s$, где x_2 — высота сжатой зоны, определенная с учетом сжатой арматуры A'_s .

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения отвечает условию $x_1 \geq 2 a'_s$, а при учете сжатой арматуры $x_2 < 2 a'_s$, то расчет на прочность допускается производить, используя условие

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s)(h_a - a'_s), \quad (61)$$

A'_s при $x_1 < 2 a'_s$ не учитывается.

7.4.2.4 Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у

СП РК 3.03-112-2013

перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны $\xi = x / h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия. Значение ξ при расчете конструкций, как правило, не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_y , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s или R_p с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры.

Значение ξ_y определяется по формуле

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (62)$$

где $\omega = 0,85 - 0,008R_b$ — для элементов с обычным армированием;

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta \leq 0,9$ — для элементов с косвенным армированием;

при этом расчетное сопротивление бетона R_b следует принимать в МПа, а значение δ — равным 10μ , но не более $0,15$ (где μ — коэффициент армирования, принимаемый согласно 7.4.5.4);

напряжения в арматуре σ_1 , МПа, следует принимать равными:

R_s — для ненапрягаемой арматуры;

$R_p + 500 - \sigma_p$ — для напрягаемой арматуры;

расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению R_p следует принимать с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, а величину предварительного напряжения в арматуре σ_p — с учетом первых и вторых потерь по Приложению М. При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры напряжение σ_1 принимается по напрягаемой арматуре.

Напряжение σ_2 является предельным напряжением в арматуре сжатой зоны и должно приниматься равным 500 МПа.

Если при расчете по прочности окажется необходимым и обоснованным сохранение полученного по расчету значения $\xi = x / h_0$ по величине большего граничного значения ξ_y , согласно 7.4.2.4, то рекомендуется руководствоваться указаниями СНиП 2.03.01.

Указаниями СНиП 2.03.01 рекомендуется руководствоваться при расчетах:

- железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие и косой изгиб;
- элементов прямоугольной и непрямоугольной формы с арматурой, равномерно распределенной по сечению;
- коротких консолей;
- конструкций на продавливание и отрыв, закладных изделий, строповочных петель и элементов, работающих на изгиб с кручением и на внецентренное сжатие с кручением.

Расчет прочности круглых сечений железобетонных элементов на внецентренное сжатие приведено в Приложении 3.

Во всех перечисленных расчетах следует для бетона и арматуры принимать расчетные сопротивления, установленные в настоящем своде правил.

7.4.3 Расчет изгибаемых железобетонных элементов

7.4.3.1 Расчет прямоугольных сечений (Рисунок 2) при $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ следует производить из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (63)$$

при этом высоту сжатой зоны x следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x, \quad (64)$$

Здесь и в других формулах допускается высоту h_0 принимать от равнодействующих усилий в арматуре A_p и A_s . При отсутствии напрягаемой арматуры $h_0 = h_{01}$.

Расчет продольного стыка плиты проезжей части ребристых пролетных строений автодорожных и городских мостов на прочность производится с введением к правой части Формул (63) и (64) коэффициентов условий работы, равных 0,8 — для бездиафрагменных и 0,9 — для диафрагменных пролетных строений.

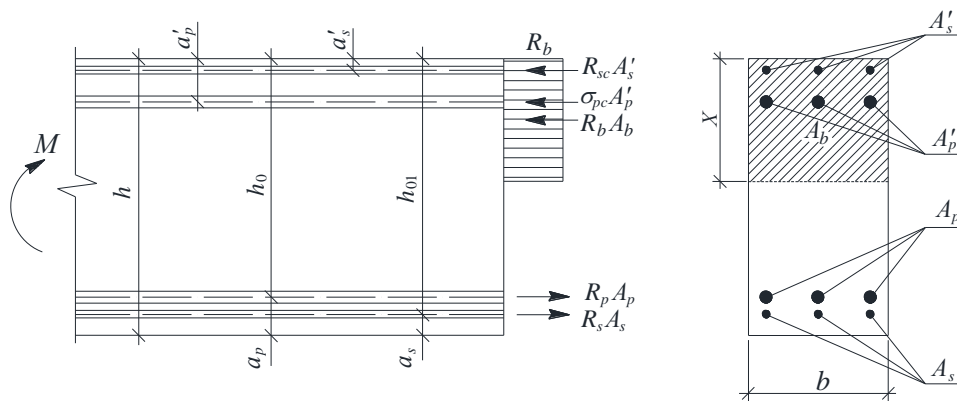


Рисунок 2 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

7.4.3.2 Расчет тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с плитой в сжатой зоне при $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (Рисунок 3, а), т.е. соблюдается условие

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (65)$$

расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с 7.4.3.1;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (Рисунок 3, б), т.е. условие (65) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

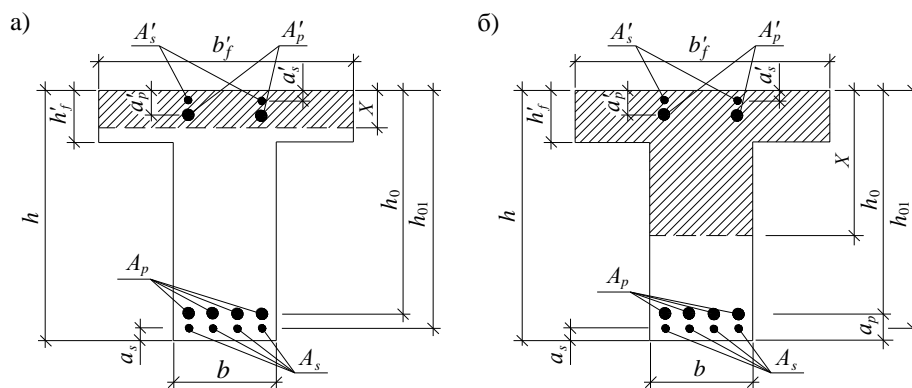
$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (66)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (67)$$

7.4.3.3 Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ с арматурой, равномерно распределенной по

длине окружности (при числе продольных стержней не менее шести), должен производиться, как для внецентренно сжатых элементов в соответствии с 7.4.5.3, принимая значение продольной силы $N=0$ и подставляя вместо Ne_c значение изгибающего момента M .



a — при расположении границы сжатой зоны в плите; b — то же, в ребре

Рисунок 3 — Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов с плитой в сжатой зоне

7.4.3.4 Если рабочая напрягаемая арматура в изгибаемых железобетонных элементах автодорожных мостов не имеет сцепления с бетоном, то расчет сечений по прочности производится согласно 7.4.3.1 и 7.4.3.2, при этом в соответствующие формулы вместо расчетного сопротивления растяжению напрягаемой арматуры R_p вводится значение σ_{p1} установившегося (за вычетом всех потерь) предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Кроме этого, в составных по длине конструкциях следует дополнительно производить расчет по формулам сопротивления упругих материалов на расчетные нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке), включая усилие от предварительного напряжения. На всех стадиях работы в стыках, не армированных ненапрягаемой арматурой, не допускаются растягивающие напряжения в зонах, где эти напряжения возникают от внешней нагрузки.

7.4.4 Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов

7.4.4.1 Внецентренно сжатые бетонные элементы с начальным эксцентриситетом $e_c \leq r$ (7.4.1.7) следует рассчитывать по устойчивости, выполняя условие

$$N \leq \varphi R_b A_b, \quad (68)$$

где φ — коэффициент, принимаемый по 7.4.1.7;

A_b — площадь сжатого сечения элемента.

7.4.4.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых бетонных элементов при $e_c > r$ (r — ядровое расстояние по 7.4.1.7) производится в зависимости от положения нейтральной оси и значения a , принимаемого по формуле

$$a = a_c - e_c \eta, \quad (69)$$

где a — расстояние от точки приложения продольной силы N до наиболее сжатой грани сечения с учетом коэффициента η , определяемого согласно 7.4.1.6;

a_c — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, до наиболее сжатой грани;

e_c — начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения.

При этом равнодействующая внешних сил должна находиться в пределах поперечного сечения элемента при соблюдении условия

$$e_c \eta \leq 0,8a_c, \quad (70)$$

7.4.4.3 При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений с плитой в сжатой зоне (Рисунок 4) прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (71)$$

при этом высота сжатой зоны определяется:

- при $a > 0,5h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах ребра)

$$x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b) (2a - h'_f) \frac{h'_f}{b}}, \quad (72)$$

- при $a \leq 0,5h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах сжатой плиты) для расчета используются Формулы (71) и (72) с заменой b на b'_f .

При расчете внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения прочность обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x, \quad (73)$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h - 2e_c \eta, \quad (74)$$

Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента элемент проверяется расчетом по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента (7.4.1.7).

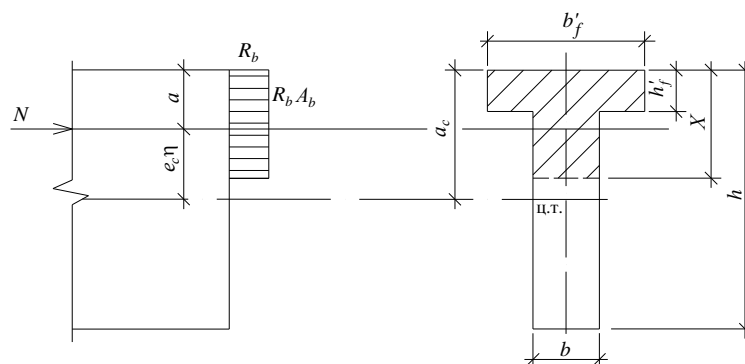


Рисунок 4 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента

7.4.5 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов

7.4.5.1 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с расчетным эксцентриситетом $e_c \leq r$ (7.4.1.7) следует рассчитывать по устойчивости и прочности исходя из следующих условий:

а) расчет по устойчивости:

- при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p), \quad (75)$$

- при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s) - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}, \quad (76)$$

б) расчет по прочности:

- при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p, \quad (77)$$

- при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}, \quad (78)$$

В Формулах (75) — (78):

N — продольное сжимающее усилие от расчетных нагрузок (без учета усилия предварительного напряжения);

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по 7.4.1.7;

R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете по прочности, принимаемое по Таблице 24;

A_b — полная площадь сечения элемента (если площадь сечения арматуры превышает 3 %, то A_b заменяют на $A_b - A'_s - A'_p$);

R_{sc}, R_{pc} — расчетные сопротивления арматуры сжатию, принимаемые по 7.3.6;

σ_{pc} — учитываемое в расчете, согласно 7.4.2.3, напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне;

σ_{pc1} — установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре A'_p , согласно 7.4.2.3, после проявления всех потерь;

$$\mu_{sc} = A'_s / A_b,$$

$$\sigma_b = N / A_b,$$

A'_s, A'_p — площади сечения соответственно всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

n_1 — отношение модулей упругости, принимаемое по 7.3.16.

7.4.5.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого поперечного сечений с плитой в сжатой зоне с эксцентриситетом $e_c > r$ при $x > h'_f$ и $\xi \leq \xi_y$ (Рисунки 3 и 5) следует производить, используя условие

$$Ne_0 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (79)$$

и определять величину e_0 по формуле

$$e_0 = e + e_c (\eta - 1), \quad (80)$$

где N — продольная сила;

η — коэффициент, определяемый по 7.4.1.6;

e — расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре;

e_c — начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения (с учетом случайного эксцентриситета согласно 7.4.1.4);

σ_{pc} — сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в зоне, сжатой от внешней нагрузки, согласно 7.4.2.4.

Для прямоугольных сечений в Формуле (79) принимается $b'_f = b$.

Высоту сжатой зоны бетона x необходимо определять по формуле

$$N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (81)$$

Знаки при усилиях в Формуле (81) соответствуют расположению силы N вне сечения.

При расчете двутавровых сечений с плитой в растянутой зоне свесы плиты не учитываются. Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента следует проводить расчет по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента.

Учет работы сжатой ненапрягаемой арматуры следует производить по 7.4.2.3. Однако если без учета этой арматуры $x > 2a'_s$, а с ее учетом $x < 2a'_s$, то расчет по прочности допускается производить, используя условие

$$Ne_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N) (h_0 - a'_s), \quad (82)$$

Расчет на прочность внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов при предварительном напряжении заменяется расчетом по образованию продольных трещин под нормативной нагрузкой (7.5.2.2) с ограничением сжимающих напряжений в бетоне значениями $R_{b,mc1}$, соответствующими классу передаточной прочности бетона.

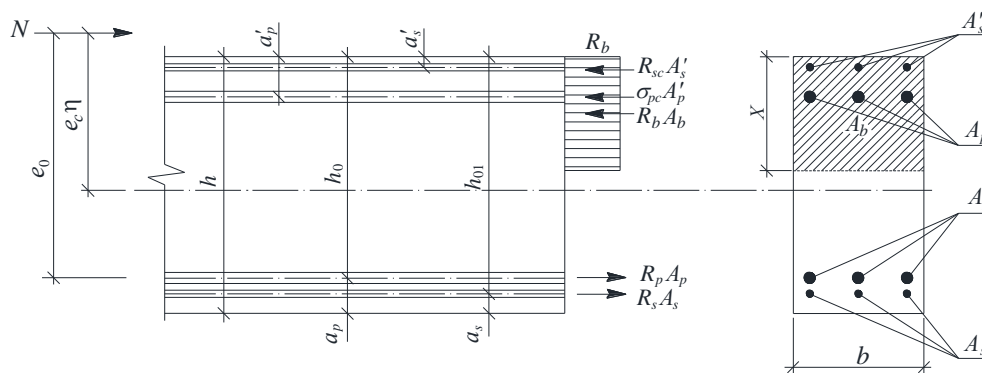


Рисунок 5 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

7.4.5.3 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения при отношении внутреннего r_1 и наружного r_2 радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), производится в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона, равной

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s,tot}}, \quad (83)$$

В зависимости от значений ξ_{cir} в расчетах используются приведенные условия:

а) при $0,15 < \xi_{cir} < 0,60$ из условия

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 - 1,3 \xi_{cir}), \quad (84)$$

б) при $\xi_{cir} = 0,15$ из условия

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (85)$$

где
$$\xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (86)$$

в) при $\xi_{cir} \geq 0,6$ из условия

$$Ne_c \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (87)$$

где
$$\xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (88)$$

В Формулах (83) – (88):

A_b – площадь бетона кольцевого сечения;

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры;

$$r_m = (r_1 + r_2) / 2, \quad (89)$$

r_s — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней рассматриваемой арматуры.

Эксцентриситет продольной силы e_0 определяется с учетом прогиба элемента согласно 7.4.1.4 - 7.4.1.6 и 7.4.5.2.

При расчете элементов кольцевого сечения на совместное воздействие внецентренного сжатия и изгиба при соблюдении указанных выше требований к сечению при ненапрягаемой арматуре допускается использовать Формулы (83) – (88), рекомендованные для расчета кольцевых сечений на внецентренное сжатие, но с учетом измененного значения эксцентриситета e_0 , вызванного дополнительным влиянием суммарного изгибающего момента M , принимаемого по результирующей эпюре моментов с учетом принятого расположения сил, вызывающих изгиб элемента. При этом суммарное значение эксцентриситета e_0 , входящего в Формулы (84), (85) и (87), для конкретных сечений определяется с учетом суммарных значений моментов и нормальных сил для этих сечений. При определении значения критической силы N_{cr} , входящей в Формулу (52) для определения коэффициента η , учитывающего влияние прогиба на прочность сечения, необходимо учитывать значение коэффициента φ_i по Формуле (55).

7.4.5.4 Расчет элементов сплошного сечения с косвенным армированием и с ненапрягаемой продольной арматурой следует производить согласно требованиям

7.4.5.1, б и 7.4.5.2. В расчет следует вводить часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток поперечной арматуры или спиралью (считая по ее оси), и подставлять в расчетные формулы вместо R_b приведенную призмennую прочность $R_{b,red}$. Гибкость l_0 / i_{ef} элементов с косвенным армированием принимается не более при армировании: сетками — 55, спиралью — 35 (где i_{ef} — радиус инерции, вводимой в расчет части сечения).

Значения $R_{b,red}$ следует определять по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \quad (90)$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток;

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}, \quad (91)$$

В Формулах (90) и (91):

n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержней сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней);

n_y, A_{sy}, l_y — то же, в другом направлении;

A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая по осям крайних стержней);

s — расстояние между сетками (считая по осям стержней); если устанавливается одна сетка, то величина s принимается равной 7 см;

φ — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (92)$$

при

$$\psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}, \quad (93)$$

В Формуле (93) R_s и R_b принимаются в МПа, $\mu = \mu_{s,xy}$.

Площади поперечного сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях должны различаться не более чем в 1,5 раза;

б) при армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left(1 - \frac{7,5e_c}{d_{ef}} \right), \quad (94)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры спирали;

e_c — эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба);

μ — коэффициент армирования, равный

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} s}, \quad (95)$$

$A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

d_{ef} — диаметр части сечения внутри спирали;

s — шаг спирали.

При учете влияния прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием следует пользоваться указаниями 7.4.1.6, определяя момент инерции для части их сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или заключенной внутри спирали. Значение N_{cr} , полученное по Формуле (53), должно быть умножено на коэффициент $\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef} \leq 1$ (где c_{ef} равно высоте или диаметру учитываемой части бетонного сечения), а при определении δ второй член правой части Формулы (56) заменяется на $0,01(l_0/c_{ef})\varphi_2$, где $\varphi_2 = 0,1(l_0/c_{ef}) - 1 \leq 1$. Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная с учетом A_{ef} и $R_{b,red}$, превышает его несущую способность, определенную по полному сечению A_b и с учетом R_b (но без учета косвенной арматуры). Кроме этого, косвенное армирование должно соответствовать конструктивным требованиям 7.6.8.15.

7.4.5.5 При расчете элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности следует производить расчет, обеспечивающий трещиностойкость защитного слоя бетона. Этот расчет следует производить согласно указаниям 7.4.5.1, б и 7.4.5.2 под эксплуатационной нагрузкой (при $\gamma_f = 1$), учитывая всю площадь сечения бетона и принимая вместо R_b и R_s расчетные сопротивления R_{bn} и R_{sn} для предельных состояний второй группы, а также принимая расчетное сопротивление арматуры сжатию равным $R_{sc,ser}$, но не более 400 МПа.

7.4.6 Расчет центрально-растянутых элементов

При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов все расчетное усилие полностью воспринимается арматурой, при этом требуется соблюдение условия

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p, \quad (96)$$

где N — продольное растягивающее усилие, приложенное центрально.

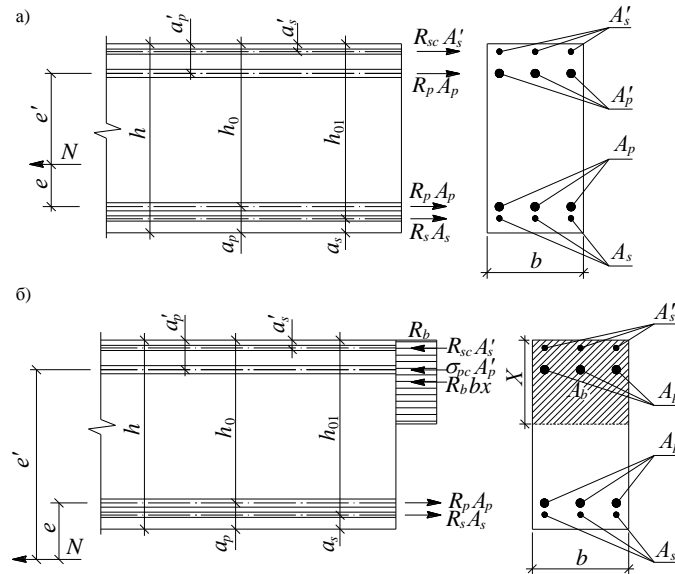
7.4.7 Расчет внецентренно растянутых элементов

Расчет сечений внецентренно растянутых железобетонных элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N исходя из следующих условий:

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (Рисунок 6, а), причем все сечение растянуто, то в этом случае вся расчетная сила должна быть полностью воспринята арматурой и расчет следует производить, используя условия:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p), \quad (97)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h - a_s - a'_s) + R_p A_p (h - a_p - a'_p). \quad (98)$$



- а) — продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре;
 б) — то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре.

Рисунок 6 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояний между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (Рисунок 6, б) с расположением нейтральной оси в пределах ребра, то прочность сечения следует устанавливать из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (99)$$

Высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_b A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (100)$$

Если полученное из расчета по Формуле (100) значение $x > \xi_y h_0$, то в условие (99) подставляется $x = \xi_y h_0$, где ξ_y определяется согласно указаниям 7.4.2.4.

Учет работы сжатой арматуры следует производить согласно 7.4.2.3. Однако, если без учета этой арматуры величина $x > 2a'_s$, а с учетом ее $x < 2a'_s$, то расчет по прочности следует производить из условия

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N) (h_0 - a'_s), \quad (101)$$

7.4.8 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться с учетом переменности сечения:

- на действие поперечной силы между наклонными трещинами согласно 7.4.9.1 и по наклонной трещине по 7.4.9.2;

- на действие изгибающего момента по наклонной трещине для элементов с поперечной арматурой согласно 7.4.10.1.

7.4.9 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

7.4.9.1 Для железобетонных элементов с поперечной арматурой следует соблюдать условие, обеспечивающее прочность по сжато-растянутому бетону между наклонными трещинами

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \quad (102)$$

В Формуле (102):

Q — поперечная сила на расстоянии не ближе h_0 от оси опоры;

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w$, при расположении хомутов нормально к продольной оси $\varphi_{w1} \leq 1,3$,

где $\eta = 5$ — при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

$\eta = 10$ — то же, наклонных под углом 45° ;

n_1 — отношение модулей упругости арматуры и бетона, определяемое согласно 7.3.16;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w}, \quad (103)$$

A_{sw} — площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости;

S_w — расстояние между хомутами по нормали к ним;

b — толщина стенки (ребра);

h_0 — рабочая высота сечения.

Коэффициент φ_{b1} определяется по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b, \quad (104)$$

где расчетное сопротивление R_b принимается в МПа.

7.4.9.2 Расчет наклонных сечений элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (Рисунок 7) следует производить из условий:

для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q \leq \Sigma R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \Sigma R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r, \quad (105)$$

для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

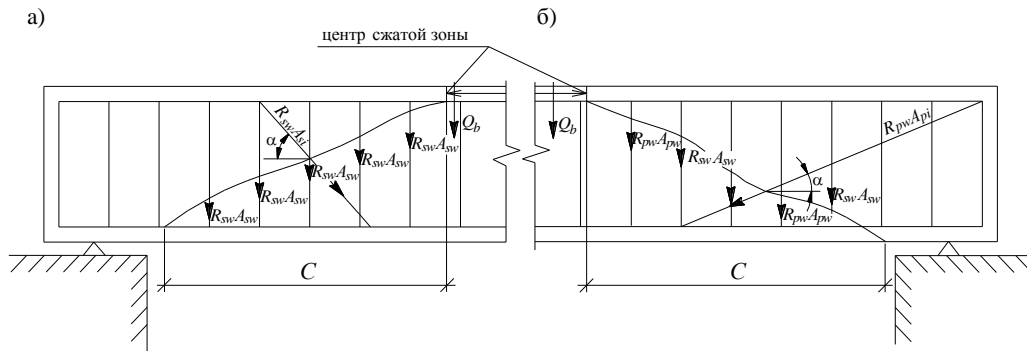
$$Q \leq \Sigma R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \Sigma R_{sw} A_{sw} + \Sigma R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w^r, \quad (106)$$

В Формулах (105) и (106):

Q — максимальное значение поперечной силы от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\Sigma R_{sw} A_{si} \sin \alpha$, $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ — суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры при длине проекции сечения s , не превышающей $2h_0$;

$\Sigma R_{pw} A_{pi} \sin \alpha$, $\Sigma R_{pw} A_{pw}$ — то же, в напрягаемой арматуре, имеющей сцепление с бетоном (если напрягаемая арматура не имеет сцепления с бетоном, то значение расчетного сопротивления R_{pw} следует принять равным установившемуся предварительному напряжению σ_{pw1} в напрягаемой арматуре);



а) — с ненапрягаемой арматурой; б) — с напрягаемой арматурой
Рисунок 7 — Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

R_{sw} , R_{pw} — расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры с учетом коэффициентов m_{a4} или m_{p4} , определяемых по 7.3.8;

α — угол наклона стержней (пучков) к продольной оси элемента в месте пересечения наклонного сечения;

Q_b — поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения и определяемое по формуле

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (107)$$

где b , h_0 — толщина стенки (ребра) или ширина сплошной плиты и расчетная высота сечения, пересекающего центр сжатой зоны наклонного сечения;

c — длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента, определяемая сравнительными расчетами согласно требованиям 7.4.9.3;

m — коэффициент условий работы, равный

$$m = 1,3 + 0,4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (108)$$

но не менее 1,3 и не более 2,5,

где $R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона на скалывание при изгибе (Таблица 24);

τ_q — наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки;

при $\tau_q \leq 0,25 R_{b,sh}$ — проверку на прочность по наклонным сечениям допускается не производить, а при $\tau_q > R_{b,sh}$ — сечение должно быть перепроектировано;

Q_w^r — усилие, воспринимаемое горизонтальной арматурой, Н;

$$Q_w^r = 10000A_w^r K, \quad (109)$$

В сечениях, расположенных между хомутами, при $\beta = 90^\circ$

$$Q_w^r = 10000A_w^r, \quad (110)$$

где A_w^r — площадь горизонтальной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, см^2 , пересекаемой наклонным сечением под углом β , град.

Значение коэффициента K определяется условием $0 \leq \left(K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \right) \leq 1$.

7.4.9.3 Невыгоднейшее наклонное сечение и соответствующую ему проекцию на продольную ось элемента следует определять посредством сравнительных расчетов из условия минимума поперечной силы, воспринимаемой бетоном и арматурой. При этом на участках длиной $2h_0$ от опорного сечения следует выполнять проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению 45° для конструкций с ненапрягаемой арматурой и 60° — с напрягаемой. При сосредоточенном действии нагрузки вблизи опоры наиболее опасное наклонное сечение имеет направление от нагрузки к опоре.

7.4.9.4 При наличии напрягаемых хомутов угол к продольной оси элемента при дополнительной проверке по наклонным сечениям следует определять по формуле

$$\alpha = \arctg \frac{\sigma_{mt}}{\tau_b}, \quad (111)$$

где σ_{mt} — значение главного растягивающего напряжения;

τ_b — значение касательного напряжения.

7.4.9.5 Для железобетонных элементов без поперечной арматуры должно соблюдаться условие, ограничивающее развитие наклонных трещин

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (112)$$

7.4.9.6 При расчете растянутых и внецентренно растянутых элементов при отсутствии в них сжатой зоны вся поперечная сила Q должна восприниматься поперечной арматурой.

При расчете внецентренно растянутых элементов при наличии сжатой зоны значение Q_b , вычисленное по Формуле (107), следует умножить на коэффициент k_t , равный

$$k_t = 1 - 0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0}, \quad (113)$$

но не менее 0,2 (N — продольная растягивающая сила).

7.4.10 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающих моментов

7.4.10.1 Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (Рисунок 8) следует производить, используя условия:

- для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$M \leq R_s A_s z_s + \Sigma R_s A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si}, \quad (114)$$

- для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

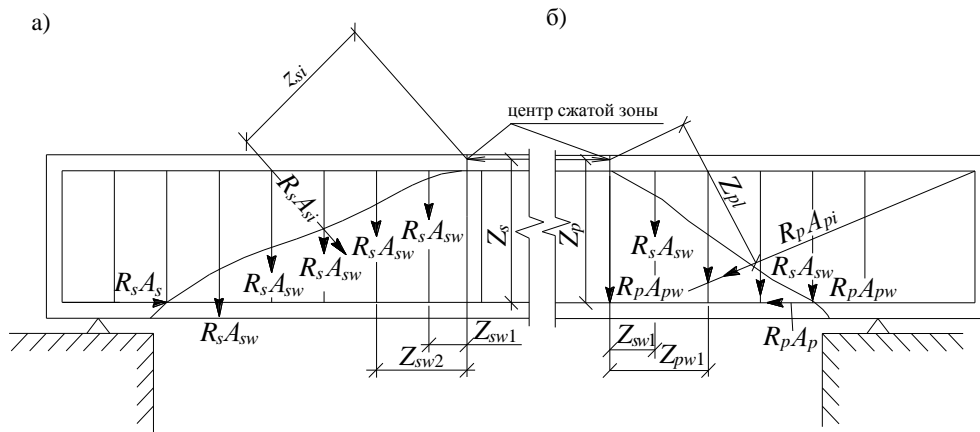
$$M \leq R_p A_p z_p + \Sigma R_p A_{pw} z_{pw} + \Sigma R_s A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_p A_{pi} z_{pi}, \quad (115)$$

где M — момент относительно оси, проходящей через центр сжатой зоны наклонного сечения, от расчетных нагрузок, расположенных по одну сторону от сжатого конца сечения;

z_{sw} , z_s , z_{si} , z_{pw} , z_p , z_{pi} — расстояния от усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент; остальные обозначения приведены в 7.4.9.2.

Продольная арматура стенок в расчете не учитывается.

Положение невыгоднейшего наклонного сечения следует определять путем сравнительных расчетов, проводимых, как правило, в местах обрыва или отгибов арматуры и в местах резкого изменения сечения.



а) — с ненапрягаемой арматурой; б) — с напрягаемой арматурой.

Рисунок 8 — Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

7.4.10.2 Для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин от нормативной нагрузки (при $\sigma_{bt} < R_{bt}$), расчет на действие момента допускается не производить.

7.4.10.3 При расчете по прочности на действие момента напрягаемую поперечную арматуру, не имеющую сцепления с бетоном, следует учитывать так же, как и при расчете на поперечную силу по 7.4.9.2.

7.4.11 Расчет стыков на сдвиг

7.4.11.1 Клееные или бетонируемые стыки (плоские или с уступом) в изгибаемых составных по длине конструкциях следует рассчитывать на прочность по сдвигу по формуле

$$Q \leq 0,45 m_{sh} N_{\alpha}, \quad (116)$$

где Q — максимальное сдвигающее усилие от внешних нагрузок и предварительного напряжения в наклонной арматуре, взятых с коэффициентами надежности, соответствующими расчетам по первой группе предельных состояний;

0,45 — расчетное значение коэффициента трения бетона по бетону;

m_{sh} — коэффициент условий работы стыкового шва при сдвиге, определяемый для разных видов стыков по 7.4.11.2;

N_α — усилие, воспринимаемое площадью рабочего сечения стыка, соответствующей сжатой части эпюры нормальных напряжений.

При этом коэффициенты надежности к усилиям, возникающим в напрягаемой арматуре (вместо указанных в Таблице 8 и 6.2.2, принимаются равными:

$\gamma_f = 1 \pm 0,1$ — при числе напрягаемых пучков (стержней) $n \leq 10$;

$\gamma_f = 1 + \frac{0,1}{\sqrt{n-9}}$ — при $n > 10$.

В рабочее сечение стыка входит сечение стенки (ребра) и продолжение ее в верхней и нижней плитах.

При условии пересечения стыка в пределах стенки наклонными пучками, расположенными в закрытых заинъецированных каналах, в рабочее сечение стыка могут включаться также прилегающие к стенке участки вутов и плиты протяженностью с каждой стороны не более двух толщин плиты (без вутов) или стенки, если она тоньше плиты.

При учете совместной работы на сдвиг клееного стыка и жестких элементов (уступов, шпонок и т.п.), воспринимающих поперечную силу, несущую способность жестких элементов следует принимать с коэффициентом сочетания, равным 0,7. При этом усилие, воспринимаемое жестким элементом, не должно превышать половины величины поперечной силы, действующей на стык.

7.4.11.2 Коэффициенты условий работы m_{sh} в Формуле (116) следует принимать равными:

- для клееного плотного тонкого стыка с отвержденным клеем — 1,2;
- для бетонируемого стыка без выпусков арматуры — 1,0;
- для клееного стыка с неотвержденным клеем с гладкой поверхностью торцов блоков — 0,25;
- то же, с рифленой поверхностью торцов блоков — 0,45.

7.4.11.3 В стыках составных по длине пролетных строений не следует допускать растягивающие напряжения от расчетных постоянных нагрузок, учитываемых при выполнении расчетов по первой группе предельных состояний.

7.4.12 Расчет на местное сжатие (смятие)

7.4.12.1 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без косвенного армирования должно удовлетворяться условие

$$N \leq \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (117)$$

где N — продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

φ_{loc} — коэффициент, принимаемый равным: при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия — 1,00, при неравномерном распределении — 0,75;

A_{loc} — площадь смятия;

$R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формулам:

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc1} R_{bt}, \quad (118)$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 2. \quad (119)$$

В Формулах (118) и (119):

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций;

A_d — расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия в соответствии со схемами, приведенными на Рисунке 9.

7.4.12.2 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (120)$$

где A_{loc} — площадь смятия;

$R_{b,red}$ — приведенная прочность бетона осевому сжатию, определяемая по формуле

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}, \quad (121)$$

В Формуле (121): R_b, R_s — в МПа;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 3, \quad (122)$$

φ, μ — соответственно коэффициент эффективности косвенного армирования и коэффициент армирования сечения сетками или спиралями согласно 7.4.5.4 (Формулы (91), (92) и (95));

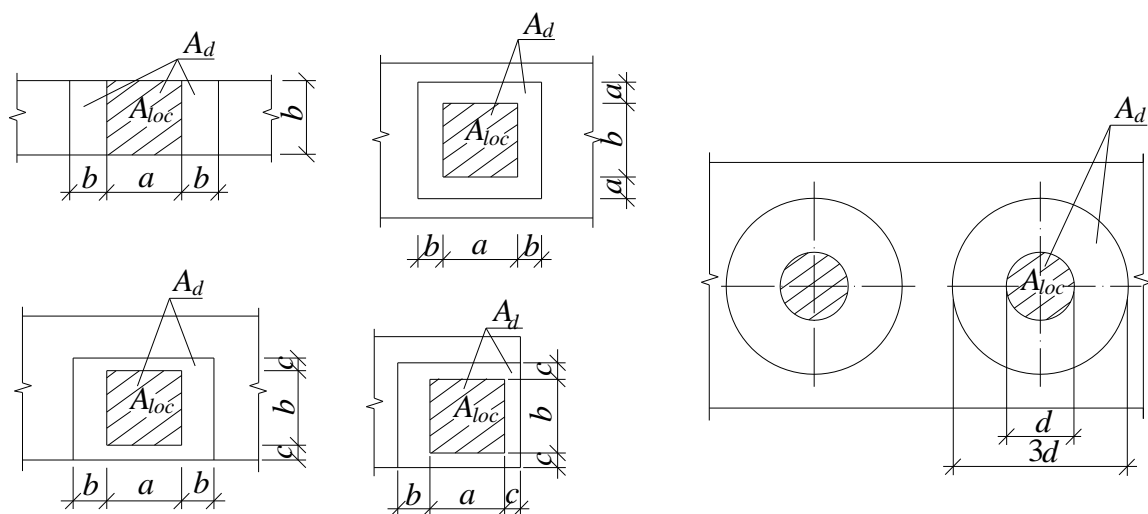
$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{A_{ef}}, \quad (123)$$

A_{ef} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, при этом должно удовлетворяться условие $A_{loc} < A_{ef} \leq A_d$;

A_d — расчетная площадь, симметричная по отношению к площади смятия A_{loc} и принимаемая не более указанной на Рисунке 9.

Остальные обозначения следует принимать согласно требованиям 7.4.12.1.

Бетон конструкции в зоне передачи на него сосредоточенных усилий (Рисунок 9) должен быть рассчитан на местное сжатие (смятие), а также по трещиностойкости с учетом местных растягивающих напряжений согласно указаниям 7.5.3.7.



**Рисунок 9 — Схемы расположения расчетных площадей A_d
в зависимости от положения площадей смятия A_{loc}**

7.4.13 Расчет на выносливость

7.4.13.1 Расчету на выносливость подлежат элементы железнодорожных мостов, мостов под пути метрополитена, совмещенных мостов и плиты проезжей части автодорожных и городских мостов; при толщине засыпки менее 1 м — ригели рам и перекрытия прямоугольных железобетонных труб, включая места их сопряжения со стенками.

На выносливость не рассчитывают:

- бетонные опоры;
- фундаменты всех видов;
- звенья круглых труб;
- прямоугольные трубы и их перекрытия при толщине засыпки 1 м и более;
- стенки балок пролетных строений;
- бетон растянутой зоны;
- арматуру, работающую только на сжатие;
- железобетонные опоры, в которых коэффициенты асимметрии цикла напряжений превышают в бетоне 0,6, в арматуре — 0,7.

Если при расчете на выносливость железобетонных опор и перекрытий труб напряжения в арматуре не превышают 75 % установленных расчетных сопротивлений (с учетом коэффициентов условий работы по 7.2.8 и 7.3.7), то дополнительные ограничения по классам арматуры и маркам стали, указанные в 7.3.1 для арматуры, рассчитываемой на выносливость при средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40 °С, могут не выполняться.

7.4.13.2 Расчет на выносливость элементов (или их частей) предварительно напряженных железобетонных конструкций, отнесенных к категориям требований по трещиностойкости 2а или 2б по 7.5.1.1, по сечениям, нормальным к продольной оси, следует производить по приведенным ниже формулам, подставляя абсолютные значения напряжений и принимая сечения элементов без трещин:

а) при расчете арматуры растянутой зоны:

$$\sigma_{p,\max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p, \quad (124)$$

$$\sigma_{p,\min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg}. \quad (125)$$

б) при расчете бетона сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

$$\sigma_{bc,\max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b, \quad (126)$$

$$\sigma_{bc,\min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg}. \quad (127)$$

(знак напряжений при расчете статически неопределимых конструкций может изменяться на противоположный).

В Формулах (124) — (127):

$\sigma_{p,\max}$, $\sigma_{p,\min}$ — напряжения в напрягаемой арматуре соответственно максимальные и минимальные;

σ_{p1} — установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны;

$\sigma_{el,c}$ — снижение напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны от упругого обжатия бетона согласно 7.4.13.3;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$ — напряжения в арматуре от постоянной нагрузки;
 $\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{brv}$ — напряжения в арматуре от временной нагрузки,
 где n_1 — отношение модулей упругости согласно 7.3.16;
 m_{ap1} — коэффициент условий работы арматуры, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно 7.3.7;
 R_p — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры согласно 7.3.5;
 $\sigma_{bc,max}, \sigma_{bc,min}$ — сжимающие напряжения в бетоне соответственно максимальные и минимальные;
 σ_{bc1} — установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в бетоне сжатой зоны;
 $\sigma_{btg}, \sigma_{bcv}$ — напряжения в бетоне от постоянной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;
 $\sigma_{brv}, \sigma_{bcg}$ — напряжения в бетоне от временной нагрузки соответственно растянутой и сжатой зон;
 m_{b1} — коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно 7.2.8;
 R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию согласно 7.2.6.

ПРИМЕЧАНИЕ При расчете как на выносливость, так и на трещиностойкость, при определении напряжений в бетоне с учетом приведенного сечения в формулах напряжения в арматуре, напрягаемой на упоры, принимают без их снижения от упругого обжатия бетона (при условии, если при расчете всю арматуру, имеющую сцепление с бетоном, включают в приведенные характеристики сечения).

7.4.13.3 Напряжения в напрягаемой арматуре следует вычислять с учетом снижения от упругого обжатия бетона $\sigma_{el,c}$, которое при одновременном обжатии бетона всей напрягаемой на упоры арматурой необходимо определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp}, \quad (128)$$

При натяжении арматуры на бетон в несколько этапов снижение предварительного напряжения в арматуре, натянутой ранее, следует определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta \sigma_b m_1, \quad (129)$$

В Формулах (128) и (129):

n_1 — отношение модулей упругости согласно 7.3.16;
 σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызываемое обжатием сечения всей арматуры;
 $\Delta \sigma_b$ — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вызываемое натяжением одного пучка или стержня с учетом потерь, соответствующих данной стадии работы;
 m_1 — число одинаковых пучков (стержней), натянутых после того пучка (стержня), для которого определяют потери напряжения.

7.4.13.4 Расчет на выносливость элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой производится по формулам сопротивления материалов без учета работы бетона растянутой зоны. Этот расчет допускается производить по формулам, указанным в Таблице 39.

Таблица 39 - Расчеты на выносливость элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой

Характер работы элемента	Расчетные формулы
Изгиб в одной из главных плоскостей:	
проверка по бетону	$\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b$
проверка по арматуре	$n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s$
Осевое сжатие в бетоне	$\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1} R_b$
Внецентренное сжатие:	
проверка по бетону	$\sigma_b \leq m_{b1} R_b$
проверка по арматуре	$\sigma_s \leq m_{as1} R_s$

Формулы Таблицы 39 могут использоваться для определения по их левым частям значений σ_{min} и σ_{max} при вычислении коэффициентов ρ , приведенных в Таблицах 27, 33 и 34.

При расчете по формуле $\sigma_s \leq m_{as1} R_s$ следует учитывать указания 7.4.13.1 о расчете на выносливость также и преимущественно сжатой арматуры при знакопеременных напряжениях.

Аналогичным образом следует выполнять расчет внецентренно растянутых элементов. При расчете центрально растянутых элементов все растягивающее усилие передается на арматуру.

Кроме расчета на выносливость сечения должны быть рассчитаны по прочности.

В формулах Таблицы 39:

M, N — момент и нормальная сила;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры согласно 7.3.16;

x' — высота сжатой зоны бетона, определяемая по формулам расчета упругого тела без учета растянутой зоны бетона;

m_{b1}, m_{as1} — коэффициенты, учитывающие асимметрию цикла напряжений в бетоне и в ненапрягаемой арматуре (с учетом сварных соединений) согласно 7.2.8 и 7.3.7, вводимые к расчетным сопротивлениям соответственно бетона R_b и арматуры R_s ;

a_u, a'_u — расстояние от наружной соответственно растянутой и сжатой (или менее растянутой) грани до оси ближайшего ряда арматуры;

A_{red} — площадь приведенного поперечного сечения элемента с введением отношения n' согласно 7.3.16 к площади поперечного сечения всей арматуры.

7.5 Расчет по предельным состояниям второй группы

7.5.1 Расчет по трещиностойкости

7.5.1.1 Железобетонные конструкции мостов и труб в зависимости от их вида и назначения, применяемой арматуры и условий работы должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в Таблице 40. Трещиностойкость характеризуется значениями растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне и расчетной шириной раскрытия трещин.

Таблица 40 - Категории требований по трещиностойкости

Вид и назначение конструкций, особенности армирования	Категория требований по трещиностойкости	Предельные значения		
		растягивающих напряжений в бетоне	расчетной ширины раскрытия трещин Δ_{cr}	минимальных сжимающих напряжений при отсутствии временной нагрузки
Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой проволочной арматурой всех видов. Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 3 мм, арматурными канатами класса К-7 диаметром 9 мм, а также напрягаемыми стальными канатами (со спиральной и двойной свивкой и закрытыми)	2а	$0,4R_{bt,ser}$	—	—
Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой стержневой арматурой. Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 диаметром 12 и 15 мм. Сваи мостов всех назначений, армированные напрягаемой стержневой арматурой и напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, а также напрягаемыми арматурными канатами класса К-7	2б	$1,4R_{bt,ser}^*$	0,015**	Не менее $0,1R_b$ при бетонах класса В30 и ниже и не менее 1,6 МПа – при бетонах класса В35 и выше
Стенки (ребра) балок предварительно напряженных пролетных строений мостов при расчете на главные напряжения	3а	По Таблице 41	0,015	—
Элементы автодорожных и городских мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой. Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой проволочной арматуры	3б	—	0,020	—

Таблица 40 - Категории требований по трещиностойкости
(продолжение)

Вид и назначение конструкций, особенности армирования	Категория требований по трещиностойкости	Предельные значения		
		растягивающих напряжений в бетоне	расчетной ширины раскрытия трещин Δ_{cr}	минимальных сжимающих напряжений при отсутствии временной нагрузки
Элементы мостов и труб всех назначений с ненапрягаемой арматурой. Железобетонные элементы мостов всех назначений с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элемента. Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой стержневой арматуры	3в	—	0,030***	—
<p>* При смешанном армировании допускается повышать предельные растягивающие напряжения в бетоне согласно указаниям 7.5.1.2.</p> <p>В конструкциях автодорожных и городских мостов с проволоочной напрягаемой арматурой при расположении ее в плите проезжей части предельные значения растягивающих напряжений в бетоне в направлении его обжатия не должны быть более $0,8 R_{bt,ser}$.</p> <p>** При оцинкованной проволоке допускается принимать $\Delta_{cr} = 0,02$ см.</p> <p>*** Ширина раскрытия трещин не должна превышать, см:</p> <p>0,020 — в элементах пролетных строений железнодорожных мостов, в верхних плитах проезжей части автодорожных и городских мостов при устройстве на них гидроизоляции, в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;</p> <p>0,015 — в элементах промежуточных опор железнодорожных мостов в зонах, расположенных выше и ниже переменного уровня воды;</p> <p>0,010 — на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных и городских мостов.</p> <p>При расположении мостов и труб вблизи плотин гидростанций и водохранилищ в зоне попеременного замораживания и оттаивания (в режиме по ГОСТ 10060.2) ширина раскрытия трещин в зависимости от числа циклов попеременного замораживания в год должна составлять не более, см:</p> <p>0,015 — при числе циклов менее 50;</p> <p>0,010 — то же, 50 и более.</p>				

Расчеты по определению напряжений в бетоне, образованию трещин и определению ширины их раскрытия должны производиться с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре согласно Приложению М.

В составных предварительно напряженных конструкциях мостов всех назначений возникновение растягивающих напряжений в обжимаемых стыках, а также в элементах сквозных пролетных строений железнодорожных мостов не допускается.

В составных по длине конструкциях пролетных строений мостов минимальные сжимающие напряжения в бетоне при воздействии, создаваемом нормативной постоянной нагрузкой, должны соответствовать категории требований по трещиностойкости 2б.

В неразрезных пролетных строениях, составленных из разрезных преднапряженных балок с надпорными необжатыми бетонируемыми стыками, армированными ненапрягаемой арматурой, ширина трещин в бетоне под нормативной нагрузкой должна отвечать категории требований 3.

7.5.1.2 В автодорожных и городских мостах при применении смешанного армирования предельные растягивающие напряжения в бетоне допускается повышать до $2R_{bt,ser}$ при условии, что все усилие от части эпюры растягивающих напряжений, возникающее на той части площади сечения, на которой растягивающие напряжения превышают $1,4R_{bt,ser}$, воспринимается только ненапрягаемой арматурой. Кроме этого, при расчете ширины поперечных трещин следует руководствоваться указаниями 7.5.3.4 и 7.5.3.5.

7.5.1.3 В обжатом бетоне конструкций, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, при проверке возможности прохода по монтируемой части моста монтажного крана с грузом допускается принимать:

- предельные значения нормальных растягивающих напряжений в бетоне — $1,15R_{bt,ser}$;
- предельные значения расчетной ширины раскрытия трещин — 0,01 см.

При расчете следует учитывать снижение предварительных напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее потерям за год.

7.5.1.4 В элементах конструкций, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, в зонах бетона, сжатых на стадии эксплуатации под постоянной и временной нагрузками конструкций, не следует допускать при других стадиях работы возникновения растягивающих напряжений, превышающих величину $0,8R_{bt,ser}$.

7.5.2 Расчет по образованию трещин

7.5.2.1 Трещиностойкость железобетонных конструкций мостов и труб обеспечивается ограничениями возникающих в элементах растягивающих и сжимающих напряжений, а в бетонных конструкциях — сжимающих напряжений.

Предельные значения указанных напряжений принимаются в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить:

- а) появление (образование) трещин в элементах конструкции недопустимо;
- б) появление трещин с ограниченным раскрытием их по ширине допустимо (возможно).

7.5.2.2 Образование продольных трещин от нормальных сжимающих напряжений во всех конструкциях и на всех стадиях их работы недопустимо.

Возникающие от действующих нормативных нагрузок и воздействий нормальные сжимающие напряжения σ_{bx} в сечениях элементов не должны превышать:

- в бетонных и железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой — расчетных сопротивлений $R_{b,mc2}$ с учетом 7.3.16 и 7.5.1.3;
- в обжимаемой зоне бетона предварительно напряженных конструкций — расчетных сопротивлений $R_{b,mc1}$ (на стадии изготовления и монтажа) и $R_{b,mc2}$ (на стадии постоянной эксплуатации).

Возникающие в бетоне стенок предварительно напряженных балок главные сжимающие напряжения не должны во всех случаях превышать расчетное сопротивление бетона $R_{b,mc2}$.

7.5.2.3 Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента (перпендикулярных направлению действия нормальных растягивающих напряжений), не допускается в конструкциях мостов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, за исключением случая проверки на пропуск по мосту монтажного крана. При этом не исключается вероятность образования случайных поперечных трещин.

Для выполнения этих условий нормальные растягивающие напряжения в обжимаемом бетоне не следует превышать значений, указанных в Таблице 40 и 7.5.1.3.

7.5.2.4 В конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, допускается образование поперечных трещин. При этом возможность образования поперечных трещин в конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б и 3а, ограничивается двумя показателями, указанными в Таблице 40, — предельно допустимыми растягивающими напряжениями и расчетной шириной возможного раскрытия поперечных трещин.

Кроме этого, в предварительно напряженных конструкциях, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2б, следует обеспечивать «зажатие» поперечных трещин: предельные значения минимальных сжимающих напряжений в обжимаемом бетоне при отсутствии на мосту временной нагрузки принимается не менее значений, приведенных в Таблице 40.

7.5.2.5 Главные растягивающие напряжения в бетоне стенок предварительно напряженных балок должны ограничиваться с учетом отношения главных сжимающих напряжений σ_{mc} к расчетному сопротивлению бетона сжатию $R_{b,mc2}$ при рассмотрении сечения как сплошного.

Предельные значения главных растягивающих напряжений в зависимости от отношения указанных величин должны приниматься не более приведенных в Таблице 41.

Таблица 41 - Предельные значения главных растягивающих напряжений

$\sigma_{mc} / R_{b,mc2}$	Предельные значения главных растягивающих напряжений $\max \sigma_{mt}$, принимаемых в мостах	
	железнодорожных	автомобильных и городских
$\leq 0,52$	$0,68R_{bt,ser}$ но не более 1,75 МПа	$0,85R_{bt,ser}$ но не более 2,15 МПа
$\geq 0,80$	$0,42R_{bt,ser}$	$0,53R_{bt,ser}$
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для промежуточных значений отношений $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$ предельные значения $\max \sigma_{mt}$ следует определять по интерполяции.		
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Предельные значения главных растягивающих напряжений в бетоне зон, примыкающих к клееным стыкам в составных конструкциях пролетных строений, следует уменьшить на 10 %. Длина указанной зоны принимается равной высоте стыка в каждую сторону от стыка.		

7.5.2.6 Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, указанные в 7.5.2.2 и 7.5.2.5, следует определять по формуле

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}, \quad (130)$$

где σ_{bx} — нормальное напряжение в бетоне вдоль продольной оси от внешней нагрузки и от усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь;

σ_{by} — нормальное напряжение в бетоне в направлении, нормальном к продольной оси элемента, от напрягаемых хомутов, наклонной арматуры и напряжений от опорной реакции, при этом распределение сжимающих усилий от опорной реакции следует принять под углом 45°;

τ_b — касательное напряжение в бетоне стенки (ребра), определяемое по формуле

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b,sh}, \quad (131)$$

В Формуле (131):

τ_q — касательные напряжения от поперечной силы, определяемой от внешней нагрузки и предварительного напряжения;

τ_t — то же, от кручения;

m_{b6} — коэффициент, учитывающий воздействие поперечного обжатия бетона по 7.2.9;

$R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе, принимаемое по Таблице 24.

Проверку главных сжимающих и растягивающих напряжений, а также касательных напряжений рекомендуется выполнять в зоне расположения центра тяжести сечения.

При расчете стенок (ребер) составных по длине балок с бетонными стыками на главные напряжения по Формуле (130) входящие в формулу касательные напряжения по контакту между поперечно обжатым бетоном стыка и блоками следует ограничивать значениями, приведенными в Формуле (131), в правую часть которой наряду с коэффициентом m_{b6} необходимо вводить также и коэффициент m_{b15} . При необжатых стыках вместо коэффициента m_{b6} следует вводить коэффициент m_{b15} . Сечение бетона омоноличивания допускается учитывать при расчете по предельным состояниям второй группы, если расчетом обоснована и конструктивно обеспечена передача сдвигающего усилия по контакту бетона омоноличивания с бетоном блоков и если скалывающие напряжения в бетоне по контакту не превышают $0,5R_{b,sh}$ по Таблице 24. Сечение инъектированного раствора в закрытых каналах допускается учитывать в расчете полностью.

Определение нормальных и касательных напряжений в элементах высотой, изменяющейся по длине пролета, следует выполнять с учетом переменной сечения.

7.5.3 Расчет по раскрытию трещин

7.5.3.1 Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин a_{cr} , см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, необходимо определять по формуле

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (132)$$

где σ — растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, для напрягаемой — приращению напряжений $\Delta\sigma_p$ после погашения обжатия бетона;

E — модуль упругости соответственно для ненапрягаемой E_s и напрягаемой E_p арматуры, принимаемый по Таблице 35;

ψ — коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (учитывает влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента) и принимаемый по 7.5.3.5;

Δ_{cr} — предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по Таблице 40.

7.5.3.2 При определении ширины раскрытия трещин по Формуле (132) при смешанном армировании значение σ/E с учетом растягивающих напряжений в

ненапрягаемой арматуре σ_s и приращения напряжений в напрягаемой арматуре $\Delta\sigma_p$ после погашения предварительного обжатия бетона до нуля определяется по формуле

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s} \psi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}, \quad (133)$$

где ψ_1 — коэффициент раскрытия трещин для ненапрягаемой арматуры, принимаемый по 7.5.3.5;

ψ_2 — то же, для напрягаемой арматуры по 7.5.3.5.

7.5.3.3 Растягивающие напряжения σ_s в поперечной и продольной арматуре стенок (ребер) балок допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \quad (134)$$

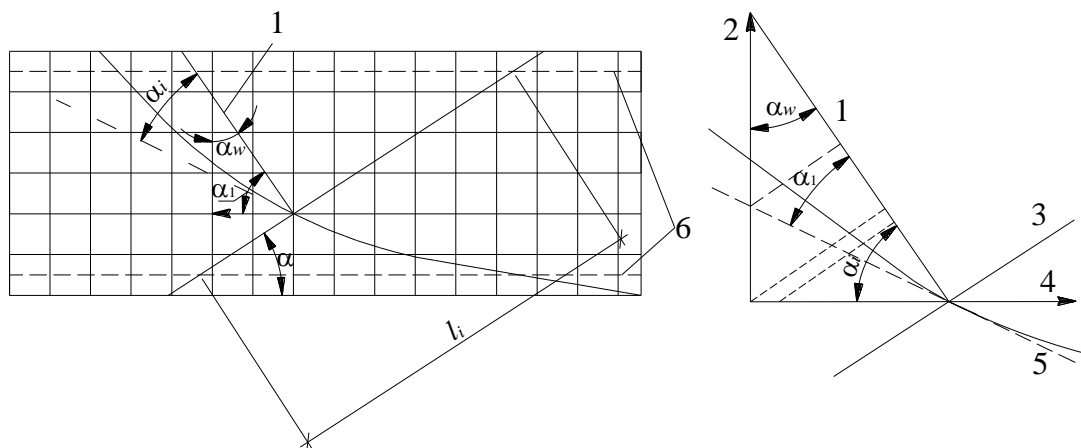
где σ_{bt} — напряжение в предварительно напряженных балках, не имеющих напрягаемых хомутов, принимаемое равным главному растягивающему напряжению σ_{mt} на уровне центра тяжести сечения, в балках с ненапрягаемой арматурой — равным касательному напряжению τ на том же уровне;

μ — коэффициент армирования стенки стержнями, пересекающими наклонное сечение (между вутами поясов), определяемый как отношение проекции площадей сечения этих стержней на нормаль к наклонному сечению — к площади бетона наклонного сечения;

δ — коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонных трещин и определяемый по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5/(l_i \mu)} \geq 0,75, \quad (135)$$

где l_i — длина, см, предполагаемой наклонной трещины на участке между вутами поясов (в тавровых балках начало наклонного сечения принимается от крайнего в сторону нейтральной оси ряда растянутой арматуры) согласно Рисунку 10; наклон трещин следует принимать по 7.4.9.3.



1 — нормаль; 2 — хомут; 3 — наклонное сечение; 4 — продольная арматура;
5 — касательная к пучку; 6 — вут.

Рисунок 10 — Проекция усилий в поперечной арматуре на нормаль к наклонному сечению

7.5.3.4 При определении ширины раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне предварительно напряженных элементов следует учитывать всю растянутую арматуру.

При определении ширины трещин в предварительно напряженных сваях допускается учитывать всю арматуру растянутой зоны.

Приращение растягивающего напряжения $\Delta\sigma_p$ в напрягаемой арматуре согласно 7.5.3.1, возникающее после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (136)$$

где σ_{bt} — растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона;

μ_p — коэффициент армирования, определяемый как отношение учитываемой в расчете площади поперечного сечения продольной растянутой арматуры к площади всей растянутой зоны бетона (арматура, не имеющая сцепления с бетоном, при вычислении μ_p не учитывается).

При смешанном армировании напряжение в бетоне σ_{bt} определяется на уровне центра тяжести той части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают $1,4R_{bt,ser}$.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном армировании допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \quad (137)$$

где σ_{bts} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести части площади A_{bts} растянутой зоны бетона, в пределах которой напряжения в бетоне превышают $1,4R_{bt,ser}$;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}, \quad (138)$$

7.5.3.5 Коэффициенты раскрытия трещин ψ следует принимать в зависимости от радиуса армирования R_r , см, равными:

- $0,35R_r$ — для гладкой стержневой арматуры, арматурных пучков из гладкой проволоки и для стальных закрытых канатов;

- $1,5\sqrt{R_r}$ — для стержневой арматуры периодического профиля, проволок периодического профиля класса Вр, пучков из этой проволоки, канатов класса К-7 и пучков из них, стальных канатов со спиральной и двойной свивкой, а также для любой арматуры в стенках.

7.5.3.6 При расчете ширины раскрытия нормальных трещин радиус армирования должен определяться по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma\beta nd}, \quad (139)$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия $r = 6d$;

β — коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном согласно Таблице 42;

n — число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d ;

d — диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах).

Для непрямоугольных сечений с арматурой, равномерно распределенной по контуру, радиус взаимодействия принимается $r = 3d$.

Для пучков и канатов d соответствует наружному контуру арматурного элемента, а $r = 5d$.

Таблица 42 - Коэффициенты, учитывающие степень сцепления арматурных элементов с бетоном

Вид армирования конструкции	Коэффициент β
Одиночные стержни (гладкие и периодического профиля), одиночные проволоки периодического профиля или арматурные канаты класса К-7	1,00
Вертикальные ряды из двух стержней (без просветов), группами из сдвоенных стержней (с просветами между группами стержней)	0,85
То же, из трех стержней (с просветами между группами стержней), стальные канаты со спиральной и двойной свивкой, пучки из арматурных канатов класса К-7	0,75
Пучки с числом проволок до 24 включительно	0,65
Пучки с числом проволок свыше 24 или стальные закрытые канаты	0,50

Радиус взаимодействия r следует откладывать от крайнего, ближайшего к нейтральной оси ряда стержня. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади поперечного сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то r следует откладывать от предпоследнего ряда с полным числом стержней; в круглых сечениях r следует откладывать от оси наиболее напряженного стержня в сторону нейтральной оси, а при пучках стержней — от оси внутреннего стержня наиболее напряженного пучка.

Зона взаимодействия не должна выходить за нейтральную ось, и ее высота не должна превышать высоты сечения, а в центрально-растянутых элементах принимается равной всей площади сечения. В круглых сечениях площадь зоны взаимодействия и радиус армирования следует определять для наиболее напряженного стержня или пучка.

При расчете ширины наклонных трещин радиус армирования следует определять по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos \alpha_1}, \quad (140)$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия для наклонного сечения, определяемая по формуле

$$A_r = l_i b, \quad (141)$$

l_i — длина наклонного сечения стенки по 7.5.3.3;

b — толщина стенки;

n_i, n_w, n_1 — число наклонных стержней (или пучков) ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения;

d_i, d_w, d_l — диаметры соответственно наклонных стержней (или пучков), хомутов и продольных стержней, пересекающих наклонное сечение в пределах стенки;

$\alpha_i, \alpha_w, \alpha_l$ — углы между наклонными стержнями (или пучками), хомутами, продольными стержнями и нормалью к наклонному сечению согласно Рисунку 10.

7.5.3.7 Трещиностойкость элементов от местных напряжений, вызываемых сосредоточенно приложенными силами предварительного напряжения, и изгиб стенок (балок) от местной нагрузки допускается обеспечивать постановкой дополнительной арматуры, воспринимающей передающееся на нее с бетона все растягивающее усилие от местных воздействий в предположении образования трещин на рассматриваемом участке. При этом вычисленная ширина трещин не должна превышать нормированную для категории требований по трещиностойкости 3б или 3в (Таблица 40). Для участков, где указанные напряжения не превышают $0,4R_{bt,ser}$, армирование разрешается осуществлять конструктивно.

При расчете бетона на местное сжатие под анкером усилие, передаваемое последним, следует принимать равным: при натяжении арматуры на бетон — 100 %, при натяжении на упоры пучка с внутренним анкером — 30 % усилия в арматуре.

7.5.4 Определение прогибов и углов поворота

7.5.4.1 Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов $1/\rho$, а также относительных продольных перемещений, которые определяются исходя из гипотезы плоских сечений для полных (упругих и неупругих) деформаций.

Прогиб f или угол поворота α вследствие деформаций изгиба элемента следует определять по формуле

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (142)$$

где $\bar{M}(x)$ — при определении прогиба f — функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной по направлению искомого прогиба f , при определении угла поворота α — функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного по направлению искомого угла поворота;

$\frac{1}{\rho}(x)$ — кривизна элемента в том же сечении от нагрузки, под которой определяется прогиб или угол поворота (знак принимается в соответствии со знаком изгибающего момента в указанном сечении).

В Формуле (142) суммирование производится по всем участкам (по длине пролета), различающимся законами изменения величин $\bar{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$.

Вычисление прогибов (углов поворота) допускается производить численными приемами, используя выражение

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (143)$$

в котором $\bar{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$ — средние величины момента и кривизны на отдельных участках длиной Δx , где изменение указанных параметров имеет плавный характер.

7.5.4.2 Кривизну предварительно напряженных элементов, в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (144)$$

где M_p , M_g , M_v — моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые соответственно усилием в напрягаемой арматуре, постоянной и временной нагрузками;

B_p^* , B_g^* — жесткости сечения при длительном воздействии соответственно усилия в напрягаемой арматуре и постоянной нагрузки;

B — жесткость сплошного сечения при кратковременном действии нагрузок.

Значения перечисленных жесткостей допускается определять по Приложению П.

Допускается правую часть Формулы (144) определять другими обоснованными методами.

Моменты от предварительного напряжения следует вычислять исходя из напряжений в арматуре, соответствующих стадиям работы конструкции: на стадии обжатия — за вычетом первых потерь; на последующих стадиях, в том числе и на стадии эксплуатации, за вычетом также и вторых потерь согласно Приложению М.

Значения изгибающих моментов M_g при навесном монтаже следует определять с учетом веса монтируемых блоков и других возможных строительных нагрузок. При определении жесткостей B_p^* и B_g^* учитывается влияние усилия предварительного напряжения и длительности действия нагрузки.

7.5.4.3 Кривизну элементов с ненапрягаемой арматурой, в которых пояса отнесены к категории требований по трещиностойкости 3в, следует определять по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\bar{B}_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (145)$$

где \bar{B}_g^* — жесткость сечения при действии постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона;

\bar{B} — жесткость сплошного сечения при кратковременном действии временной нагрузки с учетом образования трещин.

При вычислении кривизны элементов допускается принимать, что вся постоянная нагрузка действует в бетоне одного возраста, отвечающего приложению наибольшей части этой нагрузки.

Определение кривизны железобетонных элементов с напрягаемой арматурой на участках с трещинами (шириной, превышающей 0,015 см) в растянутой зоне допускается производить по указаниям СНиП 2.03.01.

7.5.4.4 При вычислении прогибов балок с ненапрягаемой арматурой (если ширина трещин в бетоне не превышает 0,015 см) по формулам сопротивления упругих материалов, а также для расчета перемещений опор, столбов, свай-оболочек (в том числе

заполненных бетоном) независимо от определяемой ширины трещин сечения допускается жесткость определять по формуле

$$B = 0,8 E_b I_b, \quad (146)$$

где I_b – момент инерции бетонного сечения.

Расчет перемещений массивных бетонных и железобетонных элементов (опор) от временной и постоянной нагрузок допускается производить с учетом жесткостей, определенных по полным сечениям элементов без учета ползучести и усадки бетона.

7.6 Конструктивные требования

Для бетонных и железобетонных конструкций при обеспечении условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона следует выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем подразделе.

7.6.1 Минимальные размеры сечения элементов

Толщины стенок, плит, диафрагм и ребер в железобетонных элементах (кроме реконструируемых сооружений) следует принимать не менее указанных в Таблице 43.

Таблица 43 – Минимальные размеры сечений

Элементы и их части	Наименьшая толщина, см, для конструкций мостов и труб	
	железнодорожных	автодорожных
1 Вертикальные или наклонные стенки балок:		
а) ребристых:		
при отсутствии в стенках арматурных пучков	12*	12
при наличии в стенках арматурных пучков	15	15
б) коробчатых:		
при отсутствии в стенках арматурных пучков	15	15
при наличии в стенках арматурных пучков	18	18
2 Плиты:		
а) балластного корыта:		
- между стенками (ребрами)	15	-
- на концах консолей	10	-
б) проезжей части:		
- между стенками (ребрами)	-	-
- при отсутствии в плите арматурных пучков	-	12
- при наличии в плите арматурных пучков	-	15
- на концах консолей	-	8
в) нижние в коробчатых балках:		
- при отсутствии в плите арматурных пучков	15	15
- при наличии в плите арматурных пучков	18	18
г) тротуаров:		
- монолитные (несъемные)	8	8
- сборные (съемные)	6	6
3 Пустотелые блоки плитных пролетных строений**:		

Таблица 43 – Минимальные размеры сечений

Элементы и их части	Наименьшая толщина, см, для конструкций мостов и труб	
	железнодорожных	автомобильных
а) с арматурой из стержней, одиночных арматурных канатов класса К-7 и пучков из параллельных высокопрочных проволок:		
- стенки и верхние плиты	10	8
- нижние плиты	12	10
б) струнотонные:		
- стенки и верхние плиты	-	8
- нижние плиты	-	10
4 Диафрагмы и ребра жесткости пролетных строений	10	10
5 Стенки звеньев труб под насыпями	10	10***
6 Стенки блоков коробчатого и круглого сечений пустотелых и сборно-монолитных опор:		
- в зоне переменного уровня воды	30	30
- вне зоны переменного уровня воды	15	15
7 Стенки железобетонных полых свай и свай-оболочек при наружном диаметре, м:		
0,4	8	8
от 0,6 до 0,8	10	10
» 1,0 » 3,0	12	12
<p>* При применении двух арматурных сеток наименьшая толщина стенок принимается равной 15 см.</p> <p>** В пустотелых блоках с криволинейным очертанием верхних и нижних участков полостей между стенками за наименьшую толщину плиты на криволинейных участках допускается принимать среднюю приведенную величину, вычисленную на ширине полости.</p> <p>*** Для труб диаметром 0,5 и 0,75 м допускается принимать толщину стенок равной 8 см.</p>		

7.6.2 Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры

Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры следует принимать по Таблице 44.

Распределительная арматура в плитах и хомуты в сваях при продольной арматуре диаметром 28 мм и более должны иметь диаметр не менее четверти диаметра продольных стержней.

Таблица 44 - Минимальные диаметры ненапрягаемой арматуры

Вид арматуры	Наименьший диаметр арматуры, мм
1 Расчетная продольная в элементах мостов (кроме элементов, указанных ниже) и прямоугольных труб	12
2 Расчетная проезжей части (включая тротуары) автомобильных мостов	10
3 Расчетная и конструктивная звеньев круглых труб; конструктивная продольная и поперечная в элементах мостов (кроме плит); хомуты стенок балок и уширений поясов на всей длине	8

Таблица 44 - Минимальные диаметры ненапрягаемой арматуры

Вид арматуры	Наименьший диаметр арматуры, мм
4 Проволочная класса Вр для плит укрепления откосов и хомутов арматуры свай (см. 7.3.3) диаметром 5 мм	10
5 Конструктивная (распределительная) плит; хомуты свай и свай-оболочек; хомуты в пустотелых плитах	6

7.6.3 Защитный слой бетона

7.6.3.1 Толщина защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала (кроме реконструируемых сооружений) должна быть не менее указанной в Таблице 45.

Таблица 45 – Минимальные толщины защитного слоя бетона

Вид арматуры и ее расположение	Наименьшая толщина защитного слоя бетона, см
1 Ненапрягаемая рабочая арматура:	
а) верхняя в плите проезжей части автодорожных и городских мостов	5
б) в ребристых и плитных пролетных строениях, а также в плитах высотой 30 см и более	3
в) в плитах высотой менее 30 см	2
г) в звеньях труб и полых сваях-оболочках	2*
д) в наружных блоках сборных опор у наружных поверхностей монолитных опор:	
1) в ледорезной части опоры	7
2) на остальных участках опоры	5
3) в сваях, колодцах и блоках сборных фундаментов	3
е) в опорных плитах фундаментов из монолитного железобетона:	
1) при наличии бетонной подготовки	4
2) при отсутствии бетонной подготовки	7
2 Ненапрягаемые хомуты:	
а) в стенках (ребрах) балок	2
б) в стойках опор:	
1) вне зоны переменного уровня воды	2
2) в зоне переменного уровня воды	3
3 Конструктивная (нерасчетная) продольная в стенках (ребрах) балок и в плитах	1,5
4 Ненапрягаемая, устанавливаемая в бетоне омоноличивания напрягаемой арматуры	3
5 Напрягаемая в растянутой зоне сечения:	
а) в виде пучков из высокопрочной проволоки и пучков из канатов класса К-7	4**

СП РК 3.03-112-2013

б) из арматурной стали классов: - А600, Ат600 - А800, Ат800, Ат1000	4 5
в) из стальных канатов (спиральных, двойной свивки и закрытых) диаметром $d > 40$ мм с анкерами на концах	d
6 Напрягаемая всех видов в плите проезжей части, защищенной гидроизоляцией	3
7 Напрягаемые хомуты в стенках (ребрах)	3
8 Напрягаемая в струнобетонных конструкциях со стороны: - растянутой грани - боковых граней	3*** 2
<p>* Для труб диаметром 3 м и более защитный слой с внутренней стороны 3 см. ** Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимается относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 11 см защитный слой следует назначать равным 5 см. При диаметрах каналов свыше 11 см принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия и давление раствора при инъектировании. *** Для элементов толщиной менее 20 см допускается защитный слой уменьшать до 2 см.</p>	

7.6.3.2 Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий согласно 7.1.5 должна составлять не менее двух диаметров арматуры.

При применении стержневой напрягаемой арматурной стали классов А800, Ат800 и Ат1000 следует дополнительно на длине зоны передачи усилий по 7.1.5 устанавливать сетки, спирали диаметром, на 4 см превышающим диаметр стержня, или замкнутые хомуты с шагом не более 5 см.

7.6.4 Минимальные расстояния между арматурными элементами

7.6.4.1 Расстояние в свету между отдельными продольными рабочими стержнями ненапрягаемой арматуры и пучками арматуры, напрягаемой на упоры, принимаются:

а) если стержни занимают при бетонировании горизонтальное или наклонное положение, см, не менее при расположении арматуры:

- 4 — в один ряд;
- 5 — в два ряда;
- 6 — в три ряда или более;

б) если стержни занимают при бетонировании вертикальное положение — 5 см.

При стесненных условиях для размещения арматуры допускается располагать стержни ненапрягаемой арматуры группами (без зазора между стержнями) по два или по три стержня. Расстояние по ширине в свету между группами следует принимать, см, не менее:

- 5 — при двух стержнях в группе;
- 6 — при трех стержнях в группе.

7.6.4.2 При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в предварительно напряженных конструкциях следует соблюдать требования, указанные в Таблице 46.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и арматурным пучком или стенкой закрытого канала следует принимать не менее 3 см.

Таблица 46 – Минимальные параметры в конструкциях с арматурой, натягиваемой на упоры и бетон

Назначаемые расстояния в свету	Наименьшие размеры расстояний	
	по абсолютному значению, см	в зависимости от диаметра d арматурного элемента или диаметра d_c канала
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на упоры		
1 Между арматурными пучками из параллельных высокопрочных проволок	6	d
2 Между арматурными пучками и наружными поверхностями их внутренних анкеров	4	—
3 Между наружными поверхностями внутренних анкеров арматурных пучков	3	—
4 Между отдельными арматурными канатами класса К-7 при расположении их:		
- в один ряд	4	—
- в два ряда и более	5	—
5 Расстояние от торца внутреннего анкера до торца бетона	5	
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на бетон		
6 Между стенками круглых закрытых каналов при диаметрах каналов, см:		
- 9 и менее	6	$d_c — 1$
- свыше 9 до 11	8	—
- свыше 11	По расчету	
7 Между пучками из параллельных высокопрочных проволок, пучками из арматурных канатов класса К-7, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах:		
- в один ряд	3	—
- в два ряда	4	—
8 Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при каналах:		
- закрытых	10	—
- открытых	13	—

7.6.5 Анкеровка ненапрягаемой арматуры

7.6.5.1 Арматурные стержни периодического профиля, а также стержни гладкого профиля в сварных сетках и каркасах допускается применять без крюков на концах.

Растянутые рабочие стержни арматуры гладкого профиля, а также гладкие рабочие стержни в вязаных сетках и каркасах должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра стержня и длиной прямолинейного участка после отгиба не менее трех диаметров стержня.

7.6.5.2 В изгибаемых разрезных балках и в плитных конструкциях толщиной более 30 см концы растянутых стержней при обрыве их по эпюре моментов следует, как правило, анкеровать в сжатой зоне бетона, определяемой в расчетах на трещиностойкость.

Гладкие стержни, заводимые посредством отгибов в сжатую зону, следует заканчивать прямыми крюками, имеющими после загиба прямые участки длиной не менее трех диаметров арматуры.

Для арматуры периодического профиля и при сварных соединениях допускается для автодорожных и городских мостов заделка стержней в растянутой зоне бетона изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на длину не менее 30 диаметров стержней за местом их теоретического обрыва. Кроме этого, в пролетных строениях концы заанкериваемых стержней должны быть приварены к смежным стержням на длине не менее $4d$ швом толщиной не менее 4 мм.

7.6.5.3 Начало отгибов продольных растянутых стержней арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах или обрыв таких стержней во внецентренно сжатых элементах следует располагать за сечением, в котором стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением.

Длина заводки стержня за сечения (длина заделки l_s) для арматурных сталей класса А300 и Ас300 должна составлять не менее:

- $22d$ – при классе бетона В30 и выше;
- $25d$ – при классах бетона В20 – В27,5 (d – диаметр стержня).

Для арматурных сталей класса А400 длину заделки l_s следует соответственно увеличивать на $5d$. При пучке стержней d определяется как диаметр условного стержня с площадью, равной суммарной площади стержней, образующих пучок.

7.6.5.4 В разрезных балках и на концевых участках неразрезных балок заводимые за ось опорной части растянутые стержни продольной арматуры должны иметь прямые участки длиной не менее 8 диаметров стержня. Кроме того, крайние стержни, примыкающие к боковым поверхностям балки, должны быть отогнуты у торца под углом 90° и продолжены вверх до половины высоты балки.

Необходимо обеспечить расстояние от торца балки до оси опирания, равное не менее 30 см, и до края опорной плиты — не менее 15 см.

7.6.5.5 Перегибы растянутых стержней продольной арматуры по очертанию входящих углов, образующихся при переломе поверхности элемента, не допускаются. Стержни продольной арматуры, расположенные вдоль плоскостей, образующих угол перелома, должны быть продолжены за точку их пересечения на длину не менее 20 диаметров арматуры.

7.6.6 Анкеровка напрягаемой арматуры

7.6.6.1 При применении в конструкциях арматуры из стержней периодического профиля диаметром до 36 мм, напрягаемой на упоры, устройство анкеров на стержнях не требуется.

В элементах с арматурой, рассчитываемой на выносливость, вся арматура (за исключением указанной выше) должна иметь внутренние или наружные (концевые) анкера.

В элементах, напрягаемых на упоры, с арматурой, не рассчитываемой на выносливость, допускается применять без устройства анкеров (внутренних и наружных) отдельные арматурные канаты класса К-7 и отдельные высокопрочные проволоки периодического профиля.

Прочность анкеровки, применяемой в конструкциях с натяжением на бетон, не должна быть менее прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

7.6.6.2 В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона, где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют свыше 90 % предельных значений, установленных для этих напряжений.

7.6.6.3 Наружные (концевые) анкера на торцевой поверхности балок следует располагать возможно равномернее. При этом необходимо предусматривать постановку на торце сплошных стальных листов, перекрывающих бетон зоны расположения анкеров. краевые участки листов следует заанкеривать в бетоне.

Толщину торцевых листов следует назначать по расчету в зависимости от усилий натяжения напрягаемых арматурных элементов и принимать, мм, не менее:

- 10 — при усилиях натяжения, 590 кН;
- 20 — то же, 1180 кН;
- 40 — то же, 2750 кН.

При усилиях, отличающихся от указанных, следует принимать толщину листов, соответствующую ближайшему большему значению.

7.6.6.4 В элементах с натяжением арматуры на бетон зону обетонирования наружных анкеров следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм с ячейками не более 10 см×10 см. Расстояние между сетками должно быть не более 10 см. Следует принимать меры по обеспечению связи бетона омоноличивания и бетона основной конструкции.

7.6.7 Продольное армирование элементов

7.6.7.1 В сварных арматурных каркасах арматура располагается группами, не более трех стержней в каждой. Стержни в группе объединяются между собой сварными односторонними связующими швами. Длина связующих швов между стержнями должна быть не менее 4 диаметров, а их толщина — не более 4 мм. Зазоры между группами стержней образуются постановкой продольных коротышей диаметром не менее 25 мм. Коротыши устанавливаются перед отгибами, не более чем через 2,5 м по длине, вразбежку по отношению друг к другу. Они привариваются к рабочей арматуре односторонними

связующими швами толщиной не более 4 мм и длиной не менее двух диаметров рабочей арматуры.

Связующие сварные швы между стержнями в группе располагаются вразбежку по отношению к коротышам и смежным связующим швам так, чтобы расстояние в свету между швами было не менее 40 см, в случае если смежные швы наложены на общий продольный стержень, и 10 см, если связующие швы относятся к разным продольным стержням каркаса. Кроме того, следует соблюдать требование, чтобы любое поперечное сечение группы стержней пересекало не более одного сварного шва.

Допускается, при соответствующем обосновании, вертикальные стержни сварных сеток в стенках приваривать контактной точечной сваркой к арматуре и к продольным коротышам, расположенным между группами стержней. Приварка дуговой электросваркой хомутов к основной арматуре не допускается.

Для основной рабочей арматуры каркасов рекомендуется применение арматуры класса Ас300 марки 10ГТ.

Указания по швам, прикрепляющим к рабочей арматуре, приведены в 7.6.9.5.

7.6.7.2 В разрезных балках и плитах следует доводить до опоры не менее трети рабочей арматуры, устанавливаемой в середине пролета. При этом в балках необходимо доводить до опоры не менее двух стержней, в плитах — не менее трех стержней на 1 м ширины плиты.

Распределительную арматуру плит следует устанавливать с шагом, не превышающим 25 см.

При смешанном армировании стержни ненапрягаемой арматуры допускается устанавливать попарно, при этом толщина защитного слоя этой арматуры должна соответствовать 7.6.3.1, а расстояния между стержнями и пучками — 7.6.4.1 и 7.6.4.2.

7.6.7.3 В неразрезных балках и ригелях многопролетных рамных конструкций часть верхней и нижней рабочей арматуры должна быть непрерывной по длине или иметь стыки, перекрывающие разрывы армирования.

Количество непрерывных арматурных элементов должно составлять:

а) в конструкциях с ненапрягаемой арматурой — не менее 20 % нижней и 15 % верхней рабочей арматуры;

б) в конструкциях с напрягаемой арматурой — не менее 10 % нижней и 5 % верхней рабочей арматуры.

7.6.7.4 Шаг (расстояние между осями) рабочей арматуры плиты в середине пролета и над ее опорами не должен превышать, см:

- 15 — в плитах балластного корыта железнодорожных мостов;
- 20 — в плитах проезжей части автодорожных мостов.

7.6.8 Поперечное армирование элементов

7.6.8.1 Армирование стенок ненапрягаемых балок на восприятие поперечных сил следует осуществлять наклонными и нормальными к оси балки стержнями (хомутами) и объединять последние с продольной арматурой стенок в каркасы.

7.6.8.2 В ненапрягаемых балках устанавливаемые по расчету наклонные стержни следует располагать симметрично относительно продольной оси изгибаемого элемента.

Стержни, как правило, должны иметь по отношению к продольной оси элемента угол наклона, близкий к 45° (не более 60° и не менее 30°). При этом на участке балки, где по расчету требуется установка наклонных стержней, любое сечение, перпендикулярное продольной оси балки, должно пересекать не менее одного стержня наклонной арматуры.

7.6.8.3 Требуемые по расчету балок дополнительные наклонные стержни должны быть прикреплены к основной продольной рабочей арматуре. Если стержни арматуры изготовлены из стали классов А240, А300, Ас300 и А400, то прикрепление дополнительных наклонных стержней можно выполнять посредством сварных швов.

7.6.8.4 Наклонные стержни арматуры в балках следует отгибать по дуге круга радиусом не менее 10 диаметров арматуры.

Отгибы продольной арматуры у торцов балки (за осью опорной части) допускается выполнять по дуге круга радиусом не менее трех диаметров арматуры.

7.6.8.5 Продольную арматуру в стенках ненапрягаемых балок следует устанавливать: в пределах трети высоты стенки, считая от растянутой грани балки, — с шагом не более 12 диаметров применяемой арматуры ($d = 8 - 12$ мм);

в пределах остальной части высоты стенки — с шагом не более 20 диаметров арматуры ($d = 8 - 10$ мм).

7.6.8.6 Хомуты в элементах, воспринимающих поперечную силу, устанавливаются по расчету, включая расчет по сечению между хомутами. В стенках толщиной до 50 см, в пределах приопорных участков длиной, равной $1/4$ пролета, считая от оси опоры, шаг хомутов принимают не более 15 см.

На среднем участке балки длиной, равной $1/2$ пролета, шаг хомутов принимается не более 20 см.

При толщине стенок более 50 см максимальный шаг хомутов в середине пролета допускается увеличивать на 5 см.

Допускается применение сдвоенных хомутов из арматуры одного класса и диаметра.

7.6.8.7 Хомуты в разрезных плитных пролетных строениях следует устанавливать с шагом, не превышающим, см:

- 15 — на участках, примыкающих к опорным частям и имеющих длину, равную $1/4$ пролета;

- 25 — на среднем участке, имеющем длину, равную $1/2$ пролета.

В сплошных плитах балластного корыта железнодорожных мостов и проезжей части автодорожных мостов, имеющих высоту 30 см и менее, хомуты при отсутствии сжатой расчетной арматуры допускается не устанавливать.

ПРИМЕЧАНИЕ В плитных пролетных строениях автодорожных и городских мостов допускается не ставить поперечную арматуру в плиты толщиной до 40 см, если касательные напряжения в бетоне не превышают $0,25R_{b,sh}$ (где $R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе по Таблице 24).

7.6.8.8 Хомутами в поясах ненапрягаемых элементов следует охватывать ширину пояса не более 50 см и объединять не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней продольной арматуры, расположенной в крайних горизонтальных рядах.

7.6.8.9 Наибольший шаг замкнутых хомутов или поперечных стержней в сварных сетках обжимаемых поясов напрягаемых балок следует принимать не более 15 см в

железнодорожных и 20 см в автодорожных мостах. Шаг хомутов в обжимаемых поясах не принимается более шага хомутов в стенках балок.

7.6.8.10 Хомуты в элементах, рассчитываемых на кручение, а также на кручение совместно с изгибом, сжатием или растяжением, принимаются замкнутыми с перепуском концов:

- при хомутах из гладкой арматурной стали — на 30 диаметров;
- то же, из арматурной стали периодического профиля — на 20 диаметров.

7.6.8.11 В зоне расположения анкеров напрягаемых арматурных элементов под опорными плитами по 7.6.6.3 следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения.

Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними не более, см:

- 10 — в сетках;
- 6 — в спиралях.

7.6.8.12 Продольную рабочую арматуру и хомуты в сжатых элементах конструкций следует объединять в каркасы. Шаг хомутов в зависимости от диаметра d стержней продольной арматуры следует принимать не более:

- $15d$ — при сварных каркасах;
- $12d$ — при вязаных каркасах.

Во всех случаях шаг хомутов следует назначать не более, см:

- при насыщении сечения продольной арматурой менее 3 % — 40;
- то же, в размере 3 % и более — 30.

При значительном насыщении сечения продольной арматурой вместо отдельных хомутов рекомендуется принимать непрерывное поперечное армирование витками, повторяющими очертание поперечного сечения элемента.

7.6.8.13 Конструкция хомутов сжатых элементов опор с квадратной или прямоугольной формой поперечных сечений принимается такой, чтобы продольные стержни располагались в местах перегиба хомутов, а ветви хомутов, устанавливаемые вдоль граней элементов, удерживали не более четырех стержней продольной арматуры и имели длину не более 40 см.

Приведенные указания относятся к опорам с размерами граней не более 80 см. При больших размерах граней опор рабочие продольные стержни опор, расположенные на противоположных гранях, допускается не объединять между собой хомутами, пересекающими сечение опоры, а заменять такие хомуты расположенными по периметру цепочками конструктивных хомутов П-образной формы, каждый длиной по 40 см с боковыми анкерующими ветвями длиной не менее 20 см, располагающимися перпендикулярно к основной продольной ветви хомута по направлению внутрь сечения бетона. Концы коротких ветвей, заканчивающиеся полукруглыми крюками, прикрепляются к вертикальным монтажным стержням, устанавливаемым на всю высоту опоры. Хомуты между собой перехлестываются в местах перегиба. Цепочки хомутов, охватывающие опоры по периметру, располагаются по высоте через 40 см.

Для хомутов и монтажных вертикальных стержней следует применять арматуру диаметром не менее 10 мм. Для повышения устойчивости сжатых рабочих стержней опоры кроме цепочек хомутов следует предусматривать постановку монтажных связей,

соединяющих продольные вертикальные стержни на поперечных гранях опоры. Связи должны состоять из трех стержней диаметром не менее 16 мм и устанавливаться в плане и по высоте не реже чем через 1,6 м.

Во избежание затруднений, возникающих при бетонировании, из-за наличия стержней, пересекающих сечение, связи на каждом уровне допускается устанавливать и закреплять поочередно непосредственно перед укладкой каждого последующего слоя бетона.

7.6.8.14 На концевых участках сжатых элементов, передающих нагрузку через торцы без выпусков стержней продольной арматуры, следует устанавливать поперечные сварные сетки в количестве не менее четырех (в сваях — пять). Длину концевых участков, армированных сетками, следует принимать не менее 20 диаметров стержней продольной арматуры, а расстояние между сетками назначать не более 10 см.

7.6.8.15 При косвенном армировании сжатых элементов ненапрягаемой арматурой (см. 7.4.5.4) применяемые сварные поперечные сетки и спирали выполняются из арматурной стали классов А300, Ас300 и А400 (диаметром не более 14 мм).

Стержни поперечных сеток и витки спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру элемента.

Размеры ячеек поперечных сеток следует принимать не менее 5,5 см и не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента или 10 см. Шаг поперечных сеток по длине элемента следует назначать не менее 6 см и не более 1/3 меньшей стороны сечения элемента или 10 см.

Спирали должны иметь диаметр навивки не менее 20 см. Шаг витков спирали следует назначать не менее 4 см и не более 1/5 диаметра сечения элемента или 10 см.

7.6.9 Сварные соединения арматуры

7.6.9.1 Сварные соединения арматуры должны отвечать требованиям ГОСТ 14098 и ГОСТ 10922. Для применяемых стыков указываются категория ответственности и соответствующая им категория требований к контролю качества сварных соединений.

Сварные соединения, несущая способность которых определяется из расчета по первому предельному состоянию, относят к I категории, по второму предельному состоянию — к II категории, а в остальных случаях соединения — к III категории ответственности и, соответственно, к III категории качества стыков.

Объем контроля для сварных соединений следует определять в соответствии с указаниями СП РК 5.03-107.

7.6.9.2 Горячекатаная стержневая арматурная сталь классов и марок, указанных в Таблице 30, как правило, должна соединяться посредством контактной стыковой сварки. Выполнение контактной стыковой сварки для стержней диаметром 10 мм и менее допускается только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

Стыкование арматуры контактной сваркой допускается при отношении площадей стыкуемых стержней не более 1,15. В арматурных элементах, рассчитываемых на выносливость, как правило, необходимо устранять в зоне стыков возникшие в результате сварки концентраторы напряжений путем соответствующей механической продольной зачистки.

Допускается применять другие эффективные конструктивные решения сварных стыков при условии, что ограниченный предел выносливости этих стыков будет не менее нормативного предела выносливости свариваемых арматурных стержней.

7.6.9.3 При изготовлении из арматурной стали классов А240, А300, Ас300 и А400 сеток и каркасов, которые в соответствии с указаниями Таблицы 30 должны выполняться в вязаном варианте, применение сварных соединений для основной арматуры может быть допущено только в местах, где напряжения в стержнях арматуры не превышают 50 % установленных расчетных сопротивлений.

7.6.9.4 Число стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной 15 диаметрам стыкуемых стержней) не должно превышать в элементах, арматура которых рассчитывается на выносливость, 25 %, в элементах, арматура которых не рассчитывается на выносливость, — 40 % общего количества рабочей арматуры в растянутой зоне сечения.

Сварные стыки арматуры допускается располагать без разбежки в монтажных стыках сборных элементов (без снижения расчетного сопротивления арматуры), а также на участках конструкции, где арматура используется не более чем на 50 %.

7.6.9.5 Для стыков стержневой горячекатаной арматуры из стали классов А240, А300, Ас300 и А400 при монтаже конструкций допускается применение ванной сварки на удлиненных стальных накладках (подкладках) длиной не менее 5 диаметров стержней, а также применение стыков с парными смещенными накладками, приваренными односторонними или двусторонними швами суммарной длиной не менее 10 диаметров стыкуемых стержней. Ванную сварку следует применять при диаметре стержней не менее 20 мм.

Для не рассчитываемых на выносливость стыков сжатых стержней допускается также применение ванной сварки на коротких стальных накладках (подкладках) в соответствии с ГОСТ 14098.

Длина односторонних сварных швов, прикрепляющих наклонные стержни арматуры, принимается не менее 12 диаметров при толщине швов не менее $0,25d$ и не менее 4 мм; длину двусторонних швов допускается принимать вдвое меньшей.

7.6.9.6 Монтажные выпуски арматуры в стыках должны обеспечивать условия для качественного выполнения на монтаже ванно-шовной сварки на удлиненных накладках с плавным выводом продольных сварных швов на стыкуемые стержни.

В вязаных арматурных каркасах конструкций автодорожных и городских мостов для закрепления арматуры в проектном положении при монтаже, транспортировке и бетонировании допускается в пересечениях стержней рабочей арматуры со стержнями конструктивной арматуры устройство вспомогательных сварных соединений при соблюдении следующих условий: сварка может производиться в местах, где прочность рабочей арматуры используется не более чем на 50 %, а также где арматура работает только на сжатие.

7.6.10 Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)

7.6.10.1 Во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах стержни арматурной стали периодического профиля диаметром до 36 мм и гладкие с полукруглыми крюками допускается стыковать внахлестку.

В изгибаемых и центрально-растянутых элементах не допускается стыкование растянутых арматурных стержней внахлестку.

7.6.10.2 В стыках арматуры внахлестку длину l_s нахлестки (перепуска) стержней из арматурной стали класса А300 и Ас300 следует принимать не менее:

- $30d$ — при классах бетона В20 — В27,5;
- $25d$ — при классе бетона В30 и выше, где d — диаметр стыкуемых стержней.

Для арматуры из стали класса А400 длина нахлестки l_s должна быть соответственно увеличена на $4d$.

Для арматуры из стали класса А240 длину нахлестки l_s (между внутренними поверхностями полукруглых крюков) следует принимать такой же, как и для арматуры из стали класса А400.

Для стыков, расположенных в сжатой зоне сечения, длину нахлестки l_s допускается принимать на $5d$ менее установленной выше.

Отдельные сварные и вязанные сетки следует стыковать внахлестку на длину не менее 30 диаметров продольных стержней сетки и не менее 25 см.

При расположении стыков стержней рабочей арматуры внахлестку в растянутой зоне сечения, где напряжения в стержнях превышают 75 % расчетного сопротивления, в зоне стыка требуется устанавливать спиральную арматуру. Если установка спиральной арматуры не требуется (напряжение в стержнях составляет менее 75 % расчетного сопротивления), то расстояние между хомутами в местах стыкования рабочей растянутой арматуры внахлестку следует назначать не более 6 см, а в буронабивных столбах — 12 см.

Стыки арматуры внахлестку, как правило, следует располагать вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых на длине требуемой нахлестки, должна составлять при стержнях периодического профиля не более 50 % общей площади сечения растянутой рабочей арматуры, при гладких стержнях — не более 25 %.

7.6.11 Стыки элементов сборных железобетонных конструкций

7.6.11.1 В сборных конструкциях, как правило, следует применять стыки:

- бетонируемые широкие (необжимаемые) с расстоянием между торцами объединяемых элементов 10 см и более, с выпуском из элементов стержней рабочей арматуры или стальных закладных деталей;
- бетонируемые узкие (обжимаемые) шириной не более 3 см, без выпусков из элементов арматуры, с заполнением стыкового зазора цементным или полимерцементным раствором;
- клееные плотные (обжимаемые) с клеевой прослойкой толщиной не более 0,3 см на основе эпоксидных смол или других долговечных (проверенных опытом) полимерных композиций.

Применение сухих стыков (без заполнения швов между блоками клеевым составом, цементным или полимерным раствором) в пролетных строениях не допускается.

7.6.11.2 Торцы блоков составных по длине пролетных строений при применении стыков без выпусков арматуры следует армировать дополнительными поперечными сетками из стержней диаметром не менее 6 мм. При устройстве зубчатого стыка или стыка с уступами расчетная арматура зуба и уступа должна иметь диаметр не менее 10 мм.

7.6.11.3 В верхних плитах балок автодорожных, городских и совмещенных мостов, не подвергающихся непосредственному воздействию подвижной железнодорожной нагрузки, допускается применение бетонируемых стыков с выпусками из плит арматуры периодического профиля с прямыми крюками на всю толщину плиты и с взаимным перепуском арматуры внахлестку на длину не менее 15 диаметров стержней и не менее 25 см, а также применение полукруглых петель внахлестку с указанной длиной перепуска петель друг за другом. Кроме этого, допускается применение полукруглых петель с той же длиной их заделки, но с прямой вставкой арматуры между петлями длиной, равной не менее диаметра петли. Диаметр полукруглых петель следует принимать не менее 10 диаметров арматуры.

7.6.11.4 В составных по длине (высоте) конструкциях с клееными плотными стыками для обеспечения точного совмещения стыкуемых поверхностей блоков, следует, как правило, устраивать фиксаторы.

7.6.12 Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов

7.6.12.1 Напрягаемую арматуру в конструкциях с натяжением на бетон следует, как правило, располагать в закрытых каналах, образуемых преимущественно извлекаемыми каналообразователями из полимерных материалов.

При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналообразователями рекомендуется применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а толщина защитного слоя бетона должна быть на 1 см больше указанной в Таблице 45.

Неизвлекаемые каналообразователи из цельнотянутых стальных или полимерных труб допускается применять только на коротких участках стыков между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов и анкеровки напрягаемой арматуры.

7.6.12.2 Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется предусматривать:

- выпуски из тела бетона предварительно напряженных элементов арматуры или концов хомутов с шагом не более 10 см;

- покрытие очищенной поверхности бетона, примыкающей к бетону омоноличивания, и напрягаемой арматуры цементным коллоидным или полимерцементным клеем;

- применение для омоноличивания бетона, имеющего водоцементное отношение не более 0,4;
- покрытие наружной поверхности бетона омоноличивания противоусадочным пароизолирующим составом.

7.6.13 Закладные изделия

7.6.13.1 Закладные изделия из отдельных листов или фасонных профилей с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями из арматурных сталей класса А300, Ас300 или А400 диаметром не более 25 мм должны проектироваться в соответствии с требованиями ГОСТ 14098. Сварные соединения должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ 14098 и ГОСТ 10922.

7.6.13.2 Закладные изделия не должны разрезать бетон. Длину растянутых анкеруемых стержней, заделываемых в бетон, следует принимать в зависимости от напряженного состояния бетона в направлении, перпендикулярном анкеруемым стержням.

Если от постоянно действующих нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 1) в зоне анкерных стержней возникают сжимающие напряжения σ_{bc} , наибольшие значения которых отвечают условию $0,75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0,25$, то требуемая длина заделки стержней должна составлять не менее:

- при стержнях из арматуры периодического профиля — $12d$ (d — диаметр стержня);
- при стержнях из гладкой арматуры — $20d$, но не менее 25 см.

Если напряжения в бетоне σ_{bc} в зоне заделки не отвечают приведенному выше условию или характер напряжений не установлен, то длина заделки растянутых арматурных стержней должна приниматься не менее:

- при классе арматурной стали А300 и Ас300 — $25d$;
- то же, А400 — $30d$.

Длина заделки растянутых анкерных стержней может быть уменьшена посредством приварки на концах стержней плоских металлических элементов или устройством на концах стержней головок, высаженных горячим способом. При этом диаметр головок принимается не менее:

- при арматуре из стали класса А300 и Ас300 — $2d$;
- то же, А400 — $3d$.

В этих случаях длина заделки анкеруемого стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее $10d$.

7.6.13.3 Отношение толщины δ плоского стального элемента закладной детали к диаметру d анкерного стержня этой детали (δ/d) следует принимать равным при сварке:

- а) автоматической - втавр под флюсом не менее:
 - 0,55 - 0,65 — для арматуры класса А300;
 - 0,65 - 0,75 — то же, А400;
- б) ручной - втавр под флюсом — не менее 0,75 для всех классов арматуры;
- в) ручной - в раззенкованное отверстие — не менее:
 - 0,65 — для арматуры класса А300;

- 0,75 — то же, А400;

г) дуговой - внахлестку фланговыми швами — не менее 0,3 для арматуры всех классов.

7.6.14 Конструирование опор

7.6.14.1 В пределах уровня ледохода телу опоры следует придавать форму с учетом направления воздействия ледохода.

Сопряжение граней опоры следует делать по цилиндрической поверхности радиусом 0,75 м. При надлежащем обосновании этот радиус может быть уменьшен до 0,3 м.

7.6.14.2 На реках, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20 °С и ниже, промежуточные опоры (включая и железобетонные) мостов допускается выполнять из бетона без специальной защиты поверхности.

При проектировании русловых опор мостов на реках с интенсивным перемещением речных наносов (количество взвешенных наносов более 1 кг в 1 м³ потока и скорость течения более 2,5 м/с) опоры со стойками из свай-столбов или свай-оболочек следует применять со специальной защитой (металлические оболочки-бандажи, изготовление из износостойкого бетона и др.) в зонах движения наносов. Массивные опоры могут применяться без дополнительной защиты их поверхностей.

Поверхности промежуточных бетонных, железобетонных опор мостов, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца ниже минус 20 °С, а также, как правило, опоры на реках, вскрывающихся при отрицательных среднесуточных температурах наружного воздуха, должны быть облицованы в пределах зоны переменного уровня ледохода. При этом толщину, а также высоту облицовочных блоков следует принимать не менее 40 см. Армирование облицовочных блоков следует применять в том случае, если это требуется по условиям их транспортирования и заанкеривания на отрывающее воздействие льда.

Ширину заполняемых раствором вертикальных швов следует принимать 2,5±0,5 см, а горизонтальных — 1±0,5 см.

7.6.14.3 При отсутствии бетонных облицовочных блоков должного качества допускается при технико-экономическом обосновании применение для опор облицовки из естественного морозостойкого камня с прочностью на сжатие не ниже 59 МПа, при мощном ледоходе — не ниже 98 МПа. Конструкции облицовки из естественного камня следует быть такой, чтобы обеспечивать возможность ее изготовления промышленными методами.

7.6.14.4 Соединение железобетонных стоек и элементов опор с ригелем (насадкой) допускается осуществлять омоноличиванием арматурных выпусков в нишах или отверстиях. При этом стенки башмаков стаканного типа должны быть армированы из расчета на воздействие продольных и поперечных сил.

Длина арматурных выпусков, заводимых в нишу или отверстие, должна быть не менее 20 диаметров стержней, а бетон стойки или сваи не следует заходить в ростверки или ригели более чем на 5 см.

7.6.14.5 Для массивных опор и устоев следует предусматривать устройство железобетонных оголовков толщиной не менее 0,4 м.

Участки элементов (ригелей, насадок и т.п.) в местах передачи на них давления от пролетных строений должны быть армированы дополнительной косвенной арматурой, требуемой по расчету на местное сжатие (смятие). На этих участках, а также под монолитными стыками пролетных строений и на оголовках опор не должно быть мест, где возможен застой попадающей воды.

В местах расположения деформационных швов верхнему слою бетона на опорах следует придавать уклоны (не менее 1:10), обеспечивающие сток воды.

Уклон верха оголовков и ригелей опор должен выполняться одновременно с их бетонированием.

7.6.14.6 Нагрузку от опорных частей пролетных строений при наличии уклонов на верхней поверхности массивных опор, а для железнодорожных мостов — во всех случаях следует передавать на железобетонные подферменные площадки. Высоту этих площадок следует принимать такой, чтобы обеспечивать возвышение их верхней грани над опорой не менее чем на 15 см.

Расстояние от нижних плит опорных частей до боковых граней подферменных площадок или до боковых граней железобетонных элементов (ригелей, насадок и т.п.) следует принимать не менее 15 см.

Расстояние от граней подферменных площадок до граней оголовка следует назначать с учетом возможности установки домкратов для подъема концов пролетных строений и принимать не менее, см:

а) вдоль моста:

- при пролетах от 15 до 30 м — 15;
- при пролетах от 30 до 100 м — 25;
- при пролетах свыше 100 м — 35.

б) поперек моста:

1) при закругленной форме оголовка от угла подферменной площадки до ближайшей грани оголовка — не менее указанных в «а»;

2) при прямоугольной форме оголовка не менее, см:

- для плитных пролетных строений — 20;
- для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях:
- резиносталях — 20;
- плоских и тангенциальных — 30;
- катковых и секторных — 50.

7.6.15 Гидроизоляция конструкций

7.6.15.1 Все внутренние поверхности балластных корыт пролетных строений железнодорожных мостов и устоев, в автодорожных мостах — вся ширина пролетного строения (включая тротуары), переходные плиты, а также засыпаемые грунтом поверхности устоев, водопропускных труб (лотков) должны быть защищены изоляцией, препятствующей проникновению воды защищаемым поверхностям бетона.

7.6.15.2 Гидроизоляция должна быть: водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности; водо-, био-, тепло-, морозо- и химически стойкой; сплошной и не повреждаемой при возможном образовании на изолируемой поверхности бетона трещин с раскрытием, принятым в нормах проектирования; прочной при длительных воздействиях постоянной и временной нагрузок и возможных деформациях бетона, а для труб – при наличии давления грунта насыпи и гидростатического давления воды; герметичной в местах перекрытия строповочных отверстий и в сопровождениях с бортиками балластных корыт, а также с водоотводными и ограждающими устройствами, конструкциями деформационных швов, тротуарными блоками, карнизами, перилами, столбами и т.п.

7.6.15.3 Конструкцию гидроизоляции и применяемые для ее устройства материалы следует принимать исходя из требований обеспечения эксплуатационной надежности гидрозащиты в интервале температур наружного воздуха в районе строительства (по СНиП РК 2.04-01) от абсолютной максимальной до средней наиболее холодных суток.

При назначении гидроизоляции балластных корыт и проезжей части пролетных строений мостов, устоев, водопропускных труб следует учитывать также другие особенности климатических условий в районе строительства.

При соответствующем обосновании допускается на пролетных строениях автодорожных мостов устройство гидроизоляции из морозостойкого гидрофобного бетона, армированного стальной сеткой, на железнодорожных мостах при безбалластной езде и отсутствии агрессивной среды – в виде покрытий стойкими красками.

7.6.15.4 Выравнивающий и защитный слои следует выполнять из бетона на мелком заполнителе. Класс бетона по прочности на сжатие следует принимать для мостов не ниже В25 и для труб — не ниже В20. Защитный слой следует армировать.

Если в составе дорожной одежды ездового полотна предусматривается выполнение бетонного защитного слоя, то его следует армировать. Применение плетеных сеток для армирования защитного слоя не рекомендуется.

7.6.15.5 Допускается применение других типов гидроизоляции пролетных строений, устоев мостов и водопропускных труб, отвечающих требованиям 7.6.15.2 и 7.6.15.3.

8 СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

8.1 Общие требования

8.1.1 Тип исполнения стальных пролетных строений, опор и труб в зависимости от значения расчетной минимальной температуры, °С, следует назначать:

- до минус 40 включительно – обычное исполнение;
- ниже минус 40 до минус 50 включительно – северное исполнение.

8.1.2 Сечения элементов стальных мостовых конструкций должны быть оптимальными из условий расчета их на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность.

При проектировании стальных мостов с пролетами более 100 м следует предусматривать поперечные сечения пролетных строений и конструкции барьерных удерживающих ограждений, обеспечивающие наилучшее обтекание ветровым потоком.

8.1.3 Элементы стальных мостовых конструкций должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям настоящего свода правил с учетом действующего сортамента на прокат. При расчете составных сечений элементов решетчатых ферм по прочности и устойчивости недонапряжение не должно превышать 5 %.

8.2 Материалы и полуфабрикаты

8.2.1 В стальных конструкциях мостов и труб обычного исполнения следует применять:

а) для элементов из прокатного металла - сталь в соответствии с Таблицей 47;

ПРИМЕЧАНИЕ Толстолистовой, широкополосный универсальный, фасонный, сортовой прокат, трубы и гнутые профили следует применять из стали с требованием свариваемости, за исключением проката для болтов, гаек и шайб, а также для элементов без сварных соединений.

б) для висячих, вантовых и предварительно напряженных пролетных строений:

- стальные витые канаты с металлическим сердечником, подвергнутые предварительной вытяжке усилием, равным половине установленного соответствующими нормативами или техническими условиями разрывного усилия каната в целом (а при отсутствии соответствующих значений в нормах — половине агрегатной прочности витого каната): закрытые спиральные диаметром от 30 до 70 мм по [3]; одинарной свивки по ГОСТ 3064 из круглой оцинкованной по группе ЖС проволоки диаметром 2,6 мм и более;

- пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок по [4];

в) для металлических гофрированных труб — листовые волнистые профили из стали марки 15сп по [5];

г) для литых частей — отливки группы III из стали марок 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ по ГОСТ 977 и 35ХН2МЛ по [6];

д) для шарниров, катков, болтов-шарниров и прокладных листов под катки — поковки: по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 275 из стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки Ст5сп2-III; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 315 из стали по ГОСТ 1050 марки 35-а-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 315 из стали по ГОСТ 4543 марки 30Г-2-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 345 из стали по ГОСТ 4543 марки 35Г-2-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 785 из стали по ГОСТ 4543 марки 40ХН2МА-2-2-Т; Гр. IV-КП 1200 из стали по ГОСТ 5632 марки 40Х13; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 245 из стали по ГОСТ 19281 марки 265-III-09Г2С с наплавкой, удовлетворяющей требованиям, предъявляемым к стали по ГОСТ 5632 марки 40Х13;

е) высокопрочные болты по ГОСТ 22353, высокопрочные гайки по ГОСТ 22354, шайбы к высокопрочным болтам по ГОСТ 22355, изготовленные в соответствии с требованиями ГОСТ 22356;

ж) для сварки конструкций — сварочные материалы, предусмотренные в СН РК 5.04-01;

к) для соединений элементов мостового полотна, перил и смотровых приспособлений — стальные болты по ГОСТ 7798 класса прочности 4.6 по ГОСТ 1759.4 и

СП РК 3.03-112-2013

гайки по ГОСТ 5915 классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5 (болты и гайки — только из спокойной стали), а также болты и гайки из стали марки СтЗсп4 по ГОСТ 535 по специальным техническим условиям;

л) для крепления опорных частей к пролетным строениям и стальным опорам — стальные болты по ГОСТ 7798 и гайки по ГОСТ 5915 из стали по ГОСТ 19281 марок 09Г2, 295-III 09Г2-4 и 295-III 09Г2С-4, по ГОСТ 4543 марки 40Х по специальным техническим условиям;

м) для крепления опорных частей к бетонным опорам и фундаментам — фундаментные (анкерные) болты по ГОСТ 24379.0 и ГОСТ 24379.1 из стали по ГОСТ 1050 марки 20-г-Т и марки 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281, а также из стали по ГОСТ 4543 марки 40Х, изготовленные по специальным техническим условиям; гайки по ГОСТ 5915 при диаметре болтов менее 48 мм и по ГОСТ 10605 — при диаметре болтов свыше 48 мм; классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5 (только из спокойной стали), а также из стали по ГОСТ 1759.5 марки 20-г-Т, класса прочности 6 (только из спокойной стали) — для болтов из стали марки 295-III 09Г2С-4, из стали по ГОСТ 1759.5 классов прочности 10 и 12 — для болтов из стали марки 40Х;

н) для заливки концов стальных канатов в анкерах — сплав по ГОСТ 21437 марки ЦАМ 9-1,5Л;

п) для деталей анкеров стальных канатов — сталь по ГОСТ 19281 марки 295-III 09Г2С-4, а также сталь по ГОСТ 1050 марок 20-б-Т и 45-б-Т в нормализованном состоянии;

р) для прокладок между стальными канатами, а также между канатами и деталями анкеров, отклоняющих устройств, сжимов, хомутов подвесок и других элементов — листы по ГОСТ 21631 или ленты по ГОСТ 13726 толщиной не менее 1 мм из алюминия по ГОСТ 4784 марок АД и АД1;

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для несущих сварных элементов тротуаров и смотровых приспособлений (консоль и балок тротуаров, стоек и поручней перил, балок лестниц, переходных площадок, смотровых тележек и подъемных люлек), а также элементов мостового полотна допускается применение стали марки СтЗсп5, а для указанных элементов без сварных соединений — стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки СтЗсп4. При толщине проката до 10 мм допускается применение полуспокойной стали тех же категорий;

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В перилах и смотровых приспособлениях уголки с полкой 70 мм и менее допускается применять из стали по ГОСТ 535 марки СтЗпс2.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для футляров (кожухов) опорных частей допускается применение стали по ГОСТ 14637 марки Ст0.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для нерабочих прокладок и элементов заполнения перил допускается применение стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки СтЗкп2, для настилов смотровых ходов и приспособлений — сталь по ГОСТ 14637 марки СтЗпс2.

8.2.2 В стальных конструкциях мостов и труб северного исполнения следует применять:

а) материалы и полуфабрикаты, указанные в 8.2.1 а, б, г-ж, н-р;

б) для металлических гофрированных труб – листовые волнистые профили из стали марки 09Г2Д по [5];

в) для соединений элементов мостового полотна, перил и смотровых приспособлений – стальные болты по ГОСТ 7798 класса прочности 4,6 по ГОСТ 1759.4

(с испытаниями по пп. 6.2 и 6.6) при диаметре менее 22 мм и болты из стали марки 09Г2 по [7] по специальным техническим условиям при диаметре 22 мм и более; гайки по ГОСТ 5915 классов прочности 4 и 5 по ГОСТ 1759.5 (болты и гайки – только из спокойной стали);

г) для крепления опорных частей к пролетным строениям и стальным опорам – стальные болты по ГОСТ 7798 и гайки по ГОСТ 5915 из сталей марок 09Г2 по [7], 295-Ш 09Г2-6 и 295-Ш 09Г2С-6 по ГОСТ 19281, 40Х по ГОСТ 4543 по специальным техническим условиям.

Таблица 47 – Сталь несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных обустройств

Тип исполнения	Сталь несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных обустройств при применении в заводских и монтажных соединениях									
	сварных стыковых швов, выполняемых автоматом в вертикальном положении на элементах из листового проката				прочих сварных швов и высокопрочных болтов					
	толщина проката, мм	марка стали	нормативный документ		вид проката	марка стали	нормативный документ		толщина проката, мм	
наименова- ние			дополнительные требования	наименова- ние			дополнительные требования			
Обычное	8-50	15ХСНД-2	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9	Любой	16Д	ГОСТ 6713	-	До 20 включ.	
					Листовой	15ХСНД	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9	8-15	
						15ХСНД-2	ГОСТ 6713		16-50	
						10ХСНД	ГОСТ 6713		8-15	
	10ХСНД-2	ГОСТ 6713	16-40							
	15ХСНДА	[2]	-			8-50				
	10ХСНДА	[2]	-			8-50				
	4-50	390-14Г2АФД-14*	ГОСТ 19281		По п. 1.4*	390-14Г2АФД-13	ГОСТ 19281	По п. 1.4*	4-50	
				390-15Г2АФДпс-13		ГОСТ 19281	4-32			
	4-32	390-15Г2АФДпс-14*	ГОСТ 19281	Фасонный		15ХСНД	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9	8-32	
						10ХСНД	ГОСТ 6713		8-15	
				Сортовой, трубы		09Г2С-12	ГОСТ 19281	-	8-25	
						09Г2СД-12	ГОСТ 19281	-	8-25	
Северное	8-50	15ХСНД-3	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9		Листовой	15ХСНД-2	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9	8-50
							10ХСНД-2	ГОСТ 6713		8-40
	8-40	10ХСНД-3	ГОСТ 6713				По п. 1.4*	4-50		
								4-32		
	4-50	390-14Г2АФД-15	ГОСТ 19281	По п. 1.4*	Фасонный	15ХСНД-2**	ГОСТ 6713	По примечанию 3 к Таблице 1*, пп. 2.2.7, 2.2.9	8-32	
						10ХСНД-2**	ГОСТ 6713		8-15	
	4-32	390-15Г2АФДпс-15	ГОСТ 19281		Сортовой, трубы	09Г2С-14**	ГОСТ 19281	-	8-25	
						09Г2СД-14**	ГОСТ 19281	-	8-25	

* Стали марок 14Г2АФД и 15Г2АФДпс по ГОСТ 19281 допускается применять только в автодорожных, городских и пешеходных мостах.

** В мостах допускается применять уголки по ГОСТ 8509 и ГОСТ 8510 без термообработки – прокат категории I – по ГОСТ 6713.

В конструкциях автодорожных, городских и пешеходных мостов северного исполнения допускается применять двутавры, тавры и швеллеры без термообработки при условии выполнения требований по ударной вязкости при температуре соответственно минус 60 °С и минус 70 °С.

д) для крепления опорных частей к бетонным опорам и фундаментам – фундаментные (анкерные) болты по ГОСТ 24379.0 и ГОСТ 24379.1 из сталей марок 295-III 09Г2-6 и 295-III 09Г2С-6 по ГОСТ 19281, а также из сталей марок 09Г2 по [7] и 40Х по ГОСТ 4543 по специальным техническим условиям; гайки по ГОСТ 5915 при диаметре болтов менее 48 мм и по ГОСТ 10605 при диаметре болтов свыше 48 мм – класса прочности 6 по ГОСТ 1759.5 (только из спокойной стали) – для болтов из сталей марок 09Г2-8, 09Г2С-8, 09Г2, классов прочности 10 и 12 по ГОСТ 1759.5 – для болтов из стали марки 40Х.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Примечания 3 и 4 к 8.2.1 распространяются на конструкции мостов северного исполнения;

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для несущих элементов тротуаров, смотровых приспособлений и элементов мостового полотна допускается применять сталь марок 345-10Г2СІД-4, 345-10Г2СІ-4, 325-09Г2СД-4, 325-09Г2С-4, 295-09Г2Д-4, 295-09Г2-4 и 325-14Г2-4 по ГОСТ 19281. При этом применение круглых труб допускается без ограничений, а прямоугольных – с соблюдением требований СНиП РК 5.04-18 к радиусу гибки для конструкций из низколегированной стали, воспринимающих динамическую нагрузку.

Механические свойства металла труб должны быть указаны в проекте и обеспечены заводом – изготовителем конструкций.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для ограждающих элементов тротуаров и смотровых приспособлений уголки с полкой 70 мм и менее допускается применять из стали марки СтЗпс2 по ГОСТ 535.

8.3 Расчетные характеристики материалов и соединений

8.3.1 Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в Таблице 48.

Таблица 48 - Расчетные сопротивления проката

Напряженное состояние	Формула для определения расчетного сопротивления проката
Растяжение, сжатие и изгиб: по пределу текучести по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	При $R_{un} \leq 600$ МПа $R_{cd} = 0,25 R_{un} / \gamma_m$ При $R_{un} > 600$ МПа $R_{cd} = \left[0,042 \cdot 10^{-6} (R_{un} - 600)^2 + 0,025 \right] R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката t , при t до 60 мм	$R_{th} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения: γ_m — коэффициент надежности по материалу проката; R_{yn} и R_{un} — нормативные сопротивления проката, равные минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, установленным в стандартах на стали.	

8.3.2 Нормативные и расчетные сопротивления проката из сталей по ГОСТ 6713, сталей марок 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс по ГОСТ 19281, [2] и стали марки 40Х13 по

СП РК 3.03-112-2013

ГОСТ 5632 следует принимать по Таблице 49, коэффициент надежности по материалу проката — по Таблице 50.

Таблица 49 - Нормативные и расчетные сопротивления проката

Марка стали	Наименование стандарта	Прокат	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление**, МПа		Расчетное сопротивление***, МПа	
				по пределу текучести R_{yn}	по временному сопротивлению R_{un}	по пределу текучести R_y	по временному сопротивлению R_u
16Д	ГОСТ 6713	Любой	До 20	235	370	215	340
16Д	ГОСТ 6713	Любой	21–40	225	370	205	340
16Д	ГОСТ 6713	Любой	41–60	215	370	195	340
15ХСНД	ГОСТ 6713	Любой	8–32	340	490	295	415
15ХСНД	ГОСТ 6713	Листовой	33–50	330	470	285	400
10ХСНД	ГОСТ 6713	Любой	8–15	390	530	350	470
10ХСНД	ГОСТ 6713	Листовой	16–32	390	530	350	470
10ХСНД	ГОСТ 6713	»	33–40	390	510	350	450
15ХСНДА	[2]	»	До 32	345	490	295	415
15ХСНДА	[2]	»	33–50	335	470	290	400
10ХСНДА	[2]	»	8–32	390	530	350	470
10ХСНДА	[2]	»	33–50	390	510	350	450
390-15Г2АФДпс	ГОСТ 19281	»	4–32	390	540	355	490
390-14Г2АФД	ГОСТ 19281	»	4–50	390	540	355	490
09Г2С, 09Г2СД	ГОСТ 19281	Любой	До 20	325	450	295	410
09Г2С, 09Г2СД	ГОСТ 19281	Любой	20–60	265	430	240	390
40Х13	ГОСТ 5632	Круглый	До 250	1200	1540	1050	1365

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** За нормативные сопротивления приняты минимальные значения предела текучести и временного сопротивления, приведенные в ГОСТ 6713, ГОСТ 19281 и [2].

*** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу, определяемым по Таблице 50.

Расчетные сопротивления проката по ГОСТ 535, ГОСТ 14637 и ГОСТ 19281 следует принимать равными пределу текучести, указанному в данных стандартах, поделенному на коэффициент надежности по материалу γ_m по Таблице 50.

Таблица 50 - Коэффициент надежности по материалу проката

Наименование норматива	Марка стали	Коэффициент надежности по материалу γ_m
ГОСТ 6713	16Д	1,09
	15ХСНД	1,165
	10ХСНД	1,125
[2]	15ХСНДА	1,165
	10ХСНДА	1,125
ГОСТ 19281	09Г2Д, 09Г2СД, 15ХСНД, 10ХСНД, 09Г2С, 14Г2АФД, 15Г2АФДпс	1,10
ГОСТ 535 и ГОСТ 14637	Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп	1,05

8.3.3 Расчетные сопротивления отливок из углеродистой и легированной сталей следует принимать по Таблице 51, а поковок из углеродистой и легированной сталей по Таблице 52.

8.3.4 Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в Таблице 53.

Таблица 51 – Расчетные сопротивления отливок

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление отливки, МПа, из стали марок						
		25Л	30Л	35Л	20ГЛ	20ФЛ	35ХН2МЛ	35ГЛ
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	175	190	205	205	220	400	220
Сдвиг	R_s	105	115	125	125	130	240	130
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	265	300	315	345	315	440	345
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{lp}	125	145	155	170	155	222	170
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	7	7,5	8	9	8	11	9

Таблица 52 – Расчетные сопротивления поковки

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление поковки, МПа, группы IV при категории прочности (марке стали)							
		КП275 (Ст5сп2)	КП245 (20-а-Г)	КП315 (35-а-Г)	КП345 (45-а-Г)	КП315 (30Г-2-Г)	КП345 (35Г-2-Г)	КП785 (40XH2МА- 2-2-Г)	КП1200 (40Х13)
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	215	205	260	290	260	280	605	1050
Сдвиг	R_s	120	115	145	165	145	160	350	610
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	325	310	395	435	395	420	905	1365
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{lp}	160	150	195	215	195	205	450	685
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	8	7,5	10	11	10	10	23	85

Таблица 53 - Расчетные сопротивления сварных соединений

Сварное соединение	Напряженное состояние	Формула для определения расчетного сопротивления сварного соединения
Стыковые	Сжатие, растяжение и изгиб при автоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: - по пределу текучести - по временному сопротивлению	$R_{wy} = R_y$ $R_{wu} = R_u$
	Сдвиг	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный): - по металлу шва	$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
	- по металлу границы сплавления	$R_{wz} = 0,45 R_{un}$
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{wun} следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467.		
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} следует принимать по СНиП РК 5.04-23.		
ПРИМЕЧАНИЕ 3 Значения коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} следует принимать равными 1,25.		

При этом расчетные сопротивления стыковых соединений элементов из сталей с различными расчетными сопротивлениями следует принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами следует принимать по СНиП РК 5.04-23.

8.3.5 Расчетные сопротивления одноболтовых соединений следует определять по формулам, приведенным в Таблице 54.

Таблица 54 - Расчетные сопротивления одноболтовых соединений

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений		
	срезу и растяжению болтов при классе прочности или марке стали		смятию соединяемых элементов из стали с нормативным пределом текучести до 440 МПа
	4.6, Ст3сп4, 09Г2, 295-09Г2-4, 295-09Г2-6, 325-09Г2С-4, 325-09Г2С-6	40Х	
Срез	$R_{bs} = 0,38R_{bun}$	$R_{bs} = 0,4 R_{bun}$	—
Растяжение	$R_{bt} = 0,42R_{bun}$	$R_{bt} = 0,5R_{bun}$	—
Смятие: а) болты класса точности А	—	—	$R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$
б) болты классов точности В и С	—	—	$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов следует принимать по Таблице 55. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять по СНиП РК 5.04-23.

Таблица 55 - Расчетные сопротивления болтов

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление болтов, МПа, при классе прочности или марке стали				
		4.6	Ст3сп4	09Г2; 295-09Г2-4; 295-09Г2-6	325-09Г2С-4; 325-09Г2С-6	40Х
Срез	R_{bs}	145	140	165	175	395
Растяжение	R_{bt}	160	155	185	195	495

8.3.6 Расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов R_{ba} следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0,4R_{un}, \quad (148)$$

Расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов следует принимать по Таблице 56.

Таблица 56 - Расчетные сопротивления растяжению фундаментных (анкерных) болтов

Диаметр болтов d , мм	Расчетное сопротивление растяжению, МПа, фундаментных (анкерных) болтов из стали марок			
	20	09Г2; 295-09Г2-6	325-09Г2С-6	40Х
12–20	160	175	185	—
16–27	—	—	—	430
21–32	160	175	180	—
30	—	—	—	370
36	—	—	—	295
33–60	160	—	180	—
42	—	—	—	255
48	—	—	—	235
61–80	160	—	175	—
81–100	160	—	170	—
101–160	160	—	170	—
161–250	160	—	—	—

8.3.7 Расчетное сопротивление срезу для сплава ЦАМ 9-1,5Л следует принимать равным 50 МПа.

8.3.8 Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ 22353 и ГОСТ 22356 R_{bh} следует определять по формуле

$$R_{bh} = 0,7R_{bun}, \quad (149)$$

где R_{bun} — наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву по ГОСТ 22356.

8.3.9 Значение коэффициента трения μ по соприкасающимся поверхностям деталей во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах следует принимать по Таблице 57.

Способ обработки контактных поверхностей должен быть указан в чертежах КМ.

Таблица 57 - Значение коэффициентов трения во фрикционных соединениях

Способ обработки контактной поверхности во фрикционном соединении	Коэффициент трения μ
1 Пескоструйный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без последующей консервации	0,58
2 Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации — другой поверхности	0,50
3 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42
4 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35
5 Дробеметный двух поверхностей дробью без последующей консервации	0,38
6 Дробеметный двух поверхностей дробью с последующим их газопламенным нагревом (до температуры 250–300 °С) на кольцевых зонах вблизи отверстий площадью не менее площади шайбы	0,61

8.3.10 Расчетное сопротивление растяжению R_{dh} , МПа, высокопрочной стальной проволоки, применяемой в пучках и канатах из параллельно уложенных проволок, следует определять по формуле

$$R_{dh} = 0,63R_{um}, \quad (150)$$

где R_{um} — наименьшее временное сопротивление проволоки разрыву, МПа, (по стандартам или техническим условиям).

8.3.11 При определении расчетного сопротивления стального витого каната с металлическим сердечником учитываются значения разрывного усилия каната в целом, установленное стандартом или техническими условиями на канаты (а при его отсутствии в действующих нормативах — значение агрегатной прочности витого каната), и коэффициент надежности γ_m , равный 1,6.

8.3.12 Модуль упругости или модуль сдвига прокатной стали, стального литья, пучков и канатов из параллельно уложенных проволок следует принимать по Таблице 58.

Таблица 58 - Модули упругости и сдвига

Полуфабрикаты	Модуль упругости E или модуль сдвига G , МПа
Прокатная сталь и стальное литье	$E = 2,06 \cdot 10^5$
Прокатная сталь и стальное литье	$G = 0,78 \cdot 10^5$
Пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок	$E = 2,01 \cdot 10^5$

Модуль упругости стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником, подвергнутых предварительной вытяжке усилием, равным половине разрывного усилия каната в целом, следует принимать по Таблице 59.

Таблица 59 - Модули упругости стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником

Канат	Кратность свивки	Модуль упругости E , МПа
Одинарной свивки по ГОСТ 3064 и закрытые несущие по [3]	6	$1,18 \cdot 10^5$
	8	$1,45 \cdot 10^5$
	10	$1,61 \cdot 10^5$
	11	$1,65 \cdot 10^5$
	12	$1,70 \cdot 10^5$
	14	$1,75 \cdot 10^5$
	16	$1,77 \cdot 10^5$

8.3.13 При расчете стальных конструкций и соединений мостов необходимо учитывать:

- коэффициент надежности по назначению γ_n , принимаемый равным $\gamma_n=1,0$;
- коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$ для элементов конструкций, рассчитываемых по прочности с использованием расчетных сопротивлений R_u ;

- коэффициент условий работы m , принимаемый по Таблицам 60 и 81, а для канатов в зоне отгибов на отклоняющих устройствах, хомутов, стяжек, сжимов и анкеров — в соответствии с Приложением Р.

Таблица 60 - Коэффициенты условий работы стальных конструкций и их соединений

Область применения	Коэффициент условий работы m
1 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах железнодорожных и пешеходных мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки	0,9
2 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах железнодорожных и пешеходных мостов при расчете на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже	1,0
3 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах автодорожных и городских мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки, а также на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже	1,0
4 Канаты гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах	0,8
5 Канаты напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций	0,9
6 Растянутые и сжатые элементы из одиночных профилей, прикрепленных одной полкой (или стенкой): - неравнополочный уголок, прикрепленный меньшей полкой - то же, прикрепленный большей полкой - равнополочный уголок - прокатный или составной швеллер, прикрепленный стенкой, или тавр, прикрепленный полкой	0,7 0,8 0,75 0,9
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения коэффициента условий работы по поз. 1–3 в соответствующих случаях применяются совместно с коэффициентом по поз. 4–6. ПРИМЕЧАНИЕ 2 В случаях, не оговоренных в настоящем подразделе, в формулах следует принимать $m = 1,0$.	

8.4 Расчет стальных конструкций

8.4.1 Общие положения

8.4.1.1 Расчетную схему конструкции следует принимать в соответствии с ее проектной геометрической схемой, при этом строительный подъем и деформации под нагрузкой, как правило, не учитываются.

Усилия в элементах и перемещения стальных мостовых конструкций определяются из условия их работы с сечениями брутто.

Геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций, следует учитывать при расчете систем, в которых ее учет вызывает изменение усилий и перемещений более чем на 5 %.

При выполнении расчетов с учетом геометрической нелинейности следует определять изменения в направлении действия сил, связанные с общими деформациями системы (следящий эффект).

При определении усилий в элементах конструкций соединения сварные и фрикционные на высокопрочных болтах следует рассматривать как неподатливые.

При расчете вантовых и висячих мостов с гибкими несущими элементами из витых канатов с металлическим сердечником — одинарной свивки и закрытых несущих, подвергнутых предварительной вытяжке согласно 8.2.1, — следует учитывать их продольную и поперечную ползучесть в соответствии с требованиями 8.4.3.2 и 8.4.3.3.

8.4.1.2 Жесткие соединения элементов в узлах решетчатых ферм допускается принимать при расчете шарнирными, если при таком допущении конструкция сохраняет свою неизменяемость, при этом для главных ферм отношение высоты сечения к длине элементов не должно, как правило, не превышать 1:15.

Дополнительные напряжения в поясах ферм от деформации подвесок следует учитывать независимо от отношения высоты сечения к длине элемента пояса.

Учет жесткости узлов в решетчатых фермах допускается осуществлять приближенными методами, при этом допускается определять осевые усилия по шарнирной расчетной схеме.

8.4.1.3 За ось элемента пролетных строений принимается линия, соединяющая центры тяжести его сечений. При определении положения центра тяжести сечения его ослабление отверстиями болтовых соединений не учитывается, а ослабление перфораций учитывается и принимается постоянным по всей длине элемента. При смещении оси элемента сквозных ферм относительно линии, соединяющей центры узлов, следует учитывать эксцентриситет, если он превышает:

- 1,5 % высоты сечения — для П-образных, коробчатых, двухшвеллерных и двутавровых элементов;

- 0,7 % высоты сечения — для тавровых и Н-образных элементов.

Изгибающие моменты от смещения осей элементов распределяются между всеми сходящимися в узле элементами пропорционально их жесткости и обратно пропорционально длине. При этом каждый изгибающий момент следует принимать равным произведению эксцентриситета на максимальное значение усилия в данном элементе в основной расчетной схеме.

В элементах связей из уголков с болтовыми соединениями, центрированных по рискам, ближайшим к обушке, допускается не учитывать возникающий при этом эксцентриситет.

8.4.1.4 Распределение временной нагрузки в элементах многобалочных пролетных строений со сплошными главными балками, объединенными жесткими поперечными связями, при отношении длины пролета к ширине более 4 допускается определять по теории тонкостенных стержней, принимая при этом гипотезу о недеформируемости контура поперечного сечения. В остальных случаях следует учитывать деформации контура поперечного сечения.

8.4.1.5 При проектировании необходимо обеспечивать пространственную неизменяемость, прочность, общую и местную устойчивость пролетных строений и опор в целом, блоков, отдельных элементов, их частей, деталей и соединений под воздействием нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже, под воздействием эксплуатационных нагрузок, и выносливость.

Для элементов, ослабленных отверстиями под обычные болты, при расчетах на прочность и выносливость следует принимать сечения нетто, на устойчивость и жесткость — сечения брутто.

При расчетах элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах на выносливость, устойчивость и жесткость следует принимать сечения брутто, при расчетах по прочности — сечения нетто с учетом того, что половина усилия, приходящегося на данный болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Геометрические характеристики сечения нетто элементов конструкций следует находить, определяя наиболее невыгодное ослабление.

8.4.2 Расчеты по прочности

8.4.2.1 Центральнорастянутые и центральносжатые элементы

Расчет по прочности элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y m, \quad (151)$$

Здесь и в 8.4.2.1 - 8.4.2.3.5 m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

8.4.2.2 Изгибаемые элементы

8.4.2.2.1 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (152)$$

где α — коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении и определяемый по Формулам (153) и (154) при условии выполнения требований 8.4.2.3.5;

W_n — здесь и далее в расчетах по прочности минимальный момент сопротивления сечения нетто, определяемый с учетом эффективной ширины пояса b_{ef} .

При одновременном действии в сечении момента M и поперечной силы Q коэффициент α следует определять по формулам:

- при $\tau_m \leq 0,25R_s$

$$\alpha = \alpha_1, \quad (153)$$

- при $0,25R_s < \tau_m \leq R_s$

$$\alpha = \alpha_1 \frac{\sqrt{1 - \alpha^2} + 2ab}{1 + 2a}, \quad (154)$$

при этом $0 \leq \alpha \leq \alpha_1$.

где α_1 — коэффициент, принимаемый для двутавровых, коробчатых и тавровых сечений — по Таблице 61, для кольцевых сечений — равным 1,15; для прямоугольных сплошных и Н-образных сечений — равным 1,25;

$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w}$ — среднее касательное напряжение в стенке балки;

$\alpha = \frac{Q}{Q_u}$; $a = \frac{\sum A_f}{\sum A_w}$; $b = \sqrt{1 - 0,25\alpha^2}$ — для коробчатых сечений;

$b = \sqrt{1 - 0,0625\alpha^2}$ — для двутавровых сечений;

здесь Q_u — предельная поперечная сила, определяемая по формуле $Q_u = \alpha_2 \frac{R_s mlt}{S}$,

причем α_2 определяют по Формуле (171).

Таблица 61 - Значения коэффициента α_1

$\frac{A_{f,\min}}{A_w}$	Значение коэффициента α_1 при отношении площадей $\frac{(A_{f,\min} + A_w)}{A}$, равном										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1,279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,187	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	—
0,2	1,152	1,155	1,158	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	—	—
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	—	—
0,4	1,110	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	—	—
0,5	1,097	1,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	—	—
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	—	—	—
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	—	—	—
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	—	—	—
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	—	—	—
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	—	—	—
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	—	—	—	—
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	—	—	—	—
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	—	—	—	—
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	—	—	—	—	—

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для коробчатых сечений площадь A_w следует принимать равной сумме площадей стенок.
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для таврового сечения площадь $A_{f,\min}=0$.

Эффективную ширину пояса b_{ef} при вычислении W_n следует определять по формуле

$$b_{ef} = \sum v b_i, \quad (155)$$

где v — коэффициент приведения неравномерно распределенных напряжений на ширине участков пояса b_i к условным равномерно распределенным напряжениям по всей эффективной ширине пояса b_{ef} , принимаемый по Таблице 62;

b_i — ширина участка пояса, заключенная в рассматриваемом сечении между двумя точками с максимальными напряжениями σ_{\max} ($b_i = b$) или между такой точкой и краем

пояса ($b_i = b_k$), при этом должны выполняться условия: $b \geq 0,04l$ и $b_k \geq 0,02l$ (в противном случае $\nu = 1$);

l — длина пролета разрезной балки или расстояние между точками нулевых моментов в неразрезной балке.

Таблица 62 – Значения коэффициента ν

$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$	Коэффициент ν
1,0	1
0,7	1
0,5	0,85
0,33	0,72
0,25	0,65
0,20	0,60
0,10	0,52
0	0,43

ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — соответственно максимальное и минимальное напряжения на данном участке пояса шириной b_i , определяемые расчетом пространственной конструкции в упругой стадии.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При наличии вырезов в ортотропных плитах для пропуска тела пилон, обрывов плиты в отсеках многосекционного коробчатого сечения, при других нарушениях регулярности конструкции, а также в сечениях, где приложены сосредоточенные силы, значения коэффициента ν следует определять по специальной методике.

8.4.2.2.2 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять:

- элементов с двутавровыми и коробчатыми сечениями с двумя осями симметрии — по формуле

$$\frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \psi_x + \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn}} \psi_y \leq R_y m, \quad (156)$$

- элементов с сечениями других типов — по формуле

$$\frac{M_x y}{\alpha_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_y I_{yn}} \leq R_y m, \quad (157)$$

где α_x, α_y — коэффициенты, определяемые по Формулам (153) и (154) как независимые величины для случаев изгиба относительно осей x и y ;

ψ_x, ψ_y — коэффициенты, определяемые:

- для двутавровых сечений с двумя осями симметрии — по формулам

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}, \quad \psi_y = 1. \quad (158)$$

- для коробчатых сечений с двумя осями симметрии — по формулам:

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0,7)^2}{3,38\omega_x}, \quad \psi_y = \frac{(\omega_y + 0,7)^2}{3,38\omega_y}. \quad (159)$$

$$\text{где } \omega_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xm} R_y m}, \quad \omega_y = \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{ym} R_y m}. \quad (160)$$

8.4.2.3 Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

8.4.2.3.1 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M|}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (161)$$

где M — приведенный изгибающий момент, кН·м;

ψ — коэффициент;

α — коэффициент, определяемый по Формулам (153) и (154).

Приведенный изгибающий момент M при гибкости элементов $\lambda > 60$ для сечений, находящихся в пределах двух средних четвертей длины шарнирно-опертого стержня и всей длины стержня, защемленного по концам, следует определять по формуле

$$M = \frac{M_1}{1 + \frac{N}{N_e}}, \quad (162)$$

где M_1 — момент, действующий в проверяемом сечении;

N — продольная сила, действующая в проверяемом сечении со своим знаком («плюс» — растяжение), кН;

N_e — эйлерова критическая сила в плоскости действия момента, кН, вычисленная для соответствующих закреплений стержня; при $\lambda \leq 60$ допускается принимать $M = M_1$.

Коэффициент ψ следует определять:

- для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии по Таблице 63 — в случае, если напряжения в меньшем поясе (с площадью $A_{f,\min}$) от момента и продольной силы одинаковых знаков, и по Таблице 64 — в случае, если напряжения в меньшем поясе от момента и продольной силы разных знаков;

- для элементов сплошного прямоугольного и Н-образного сечений — по формуле

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_y m}, \quad (163)$$

- для элементов кольцевого сечения — по формуле

$$\psi = \frac{1}{\omega} \left(1 - \cos \omega \frac{\pi}{2} \right), \quad (164)$$

$$\text{где } \omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}, \quad (165)$$

Таблица 63 - Значения коэффициента ψ

$\frac{A_{f,\min}}{A_{f,\max}}$	Значения коэффициента ψ при ω																	
	0,05			0,2			0,4			0,6			0,8			0,95		
	при $A_{f,\max}/A_w$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	0,53	0,55	0,57	0,63	0,68	0,78	0,77	0,85	0,92	0,89	0,93	0,96	0,96	0,98	0,99	0,99	0,99	0,997
1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,53	0,70	0,83	0,78	0,87	0,93	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	0,994
ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.																		
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.																		
ПРИМЕЧАНИЕ 3 Силу N следует принимать со знаком «плюс».																		

Таблица 64 - Значения коэффициента ψ

$A_{f,\min}$	Значения коэффициента ψ при ω																	
	−0,05			−0,2			−0,4			−0,6			−0,8			−0,95		
$A_{f,\max}$	при $A_{f,\max} / A_w$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	0,9	0,9	0,9	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	−0,2	−0,2	−0,2	−0,6	−0,6	−0,6	−0,9	−0,9	−0,9
0,5	0,42	0,40	0,38	0,17	0,12	0,02	−0,17	−0,25	−0,32	−0,49	−0,53	−0,56	−0,76	−0,78	−0,79	−0,94	−0,94	−0,95
1	−0,07	−0,09	−0,14	−0,27	−0,36	−0,56	−0,53	−0,70	−0,83	−0,78	−0,87	−0,93	−0,92	−0,95	−0,97	−0,98	−0,99	−0,99
ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.																		
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.																		
ПРИМЕЧАНИЕ 3 Силу N следует принимать со знаком «минус».																		

Для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_y}{\alpha I_{xn}} \leq R_y m, \quad (166)$$

В Формулах (163) – (166) обозначения те же, что в Формуле (161).

8.4.2.3.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях следует выполнять:

- для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии, а также для элементов сплошного прямоугольного и кольцевого сечений — по формуле

$$\frac{1}{\delta} \left(\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \right) \leq R_y m, \quad (167)$$

где

$$\delta = 1 - \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}, \quad (168)$$

M_x, M_y — приведенные изгибающие моменты по 8.4.2.3.1;

ψ, α_x, α_y — коэффициенты, принимаемые по 8.4.2.3.1 и 8.4.2.2.1, причем

$$\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m};$$

- для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\alpha_x I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{\alpha_y I_{yn}} x \leq R_y m, \quad (169)$$

В основных случаях, когда приведенных данных для определения α_x и α_y недостаточно, расчет на прочность производят по Формуле (169), принимая $\alpha_x = \alpha_y = 1$.

8.4.2.3.3 Значения касательных напряжений τ в сечениях стенки изгибаемых элементов при $M = M_x = M_y = 0$ должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{QS}{\alpha_2 It} \leq R_s m, \quad (170)$$

$$\text{где} \quad \alpha_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min, ef}}{\tau_{\max, ef}}, \quad (171)$$

$\tau_{\min, ef}, \tau_{\max, ef}$ — значения минимального и максимального касательных напряжений в сечении стенки, вычисленные в предположении упругой работы.

При наличии ослабления стенки отверстиями болтовых соединений вместо t в Формулу (170) следует подставлять значение $t_{ef} = t \frac{a-d}{a}$,

где a — шаг болтов, м;

d — диаметр отверстий, м.

8.4.2.3.4 Для стенок балок, рассчитываемых по 8.4.2.2.1 – 8.4.2.3.2, следует соблюдать условия

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' R_y m, \quad \tau_{xy} \leq R_s m, \quad (172)$$

где σ_x — нормальные (положительные при сжатии) напряжения в проверяемой точке (x, y) срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

σ_y — такие же напряжения, перпендикулярные оси балки, определяемые согласно Приложению Т.

γ' — коэффициент, равный 1,15 — при $\sigma_x = 0$ и 1,10 — при $\sigma_y \neq 0$;

τ_{xy} — касательное напряжение в проверяемой точке стенки балки.

8.4.2.3.5 Элементы, воспринимающие усилия разных знаков, после проверки прочности с учетом допущения развития ограниченных пластических формаций ($\alpha > 1$) проверяются также по условию

$$\sqrt{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})^2 + 3(\tau_1 - \tau_2)^2} \leq 1,8 R_y m, \quad (173)$$

где $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — соответственно расчетные максимальные и минимальные (со своими знаками) нормальные напряжения в проверяемой точке, вычисленные в предположении упругой работы материала, МПа;

τ_1, τ_2 — касательные напряжения в проверяемой точке (с учетом их знаков), вычисленные соответственно от тех же нагрузок, МПа, что и σ_{\max} и σ_{\min} .

При невыполнении указанного условия расчет по прочности следует выполнять на наибольшие усилия для упругой стадии работы.

8.4.3 Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов

8.4.3.1 Расчет по прочности стальных канатов гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах, а также напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций следует выполнять из условия

$$\frac{N}{A} \leq R_{dh} m m_1, \quad (174)$$

где R_{dh} — расчетное сопротивление канатов, МПа;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

m_1 — коэффициент условий работы, определяемый согласно Приложению Р.

Расчетное сопротивление R_{dh} для канатов и пучков из параллельно уложенных высокопрочных проволок определяется по Формуле (150), для канатов одинарной свивки и закрытых несущих канатов — по формулам

$$R_{dh} = \frac{\left[\sum P_{un} \right]}{A \gamma_m} \text{ или } R_{dh} = k \frac{\sum P_{un}}{A \gamma_m}, \quad (175)$$

где $\left[\sum P_{un} \right]$ — значение разрывного усилия каната в целом, указанное в стандарте или технических условиях;

$\sum P_{un}$ — сумма разрывных усилий всех проволок в канате;

γ_m — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,6 согласно 8.3.11;

k — коэффициент агрегатной прочности витого каната, определяемый по Таблице 65.

Таблица 65 – Коэффициенты агрегатной прочности витых канатов

Канат	Коэффициент k при кратности свивки					
	6	8	10	12	14	16
Одинарной свивки	0,89	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99
Закрытый несущий	0,87	0,91	0,94	0,95	0,96	0,97

8.4.3.2 Продольную ползучесть $\varepsilon_{pl,x}$ стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником, одинарной свивки и закрытых несущих канатов, подвергнутых предварительной вытяжке, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0,001\sigma}{R_{un}} e^{2\left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}}, \quad (176)$$

где σ — напряжение в канате от усилия, рассчитанного от воздействия нормативных постоянных нагрузок и 1/3 нормативной временной нагрузки;

$R_{un} = \frac{[\sum P_{un}]}{A}$ — нормативное сопротивление каната;

e — основание натурального логарифма.

8.4.3.3 Поперечную ползучесть $\varepsilon_{pl,y}$ канатов, указанных в 8.4.3.2, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,y} = 0,003 \frac{\sigma}{R_{un}} e^{2,19 \frac{\sigma}{R_{un}}}, \quad (177)$$

8.4.4 Расчеты по устойчивости

8.4.4.1 Расчет при плоской форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных центральному сжатию, сжатию с изгибом и внецентренному сжатию при изгибе в плоскости наибольшей гибкости, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m, \quad (178)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по Таблицам С.1-С.3 Приложения С в зависимости от гибкости элемента λ и приведенного относительного эксцентриситета e_{ef} ;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Гибкость элемента λ следует определять по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (179)$$

где l_{ef} — расчетная длина, м;

i — радиус инерции сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости наибольшей гибкости (плоскости изгиба).

Приведенный относительный эксцентриситет e_{ef} следует определять по формуле

$$e_{ef} = \eta e_{rel}, \quad (180)$$

где η — коэффициент влияния формы сечения, определяемый по Приложению С;

e_{rel} — относительный эксцентриситет плоскости изгиба, принимаемый при центральном сжатии равным нулю, определяют по формуле $e_{rel} = e/\rho$, здесь e — действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет при сжатии с изгибом;

ρ — ядровое расстояние, принимаемое при центральном сжатии равным нулю.

Расчетный эксцентриситет e в плоскости изгиба при сжатии с изгибом следует определять по формуле

$$e = M/N, \quad (181)$$

где N, M — расчетные значения соответственно продольной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м.

Ядровое расстояние ρ по направлению эксцентриситета следует определять по формуле

$$\rho = W_c/A, \quad (182)$$

где W_c — момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

- для элементов постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины элемента;
- для элементов с одним защемленным, а другим свободным концом — моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем от заделки на $1/3$ длины элемента;
- для сжатых поясов ферм, воспринимающих внеузловую нагрузку, — наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;
- для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам Таблицы 66.

Для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими две оси симметрии, расчетные значения приведенных относительных эксцентриситетов e_{ef} следует определять по СНиП РК 5.04-23, принимая при этом m_{ef} равным e_{ef} и m_{ef1} равным e_{ef1} , определяемому по формуле $e_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \frac{A}{W_c}$, где M_1 — больший из изгибающих моментов, приложенных на шарнирно-опертых концах сжатого стержня указанного типа.

8.4.4.2 Расчет при плоской форме потери устойчивости сквозных элементов замкнутого сечения, ветви которых соединены планками или перфорированными листами, при центральном сжатии, сжатии с изгибом и внецентренном сжатии следует выполнять:

- элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов, — по Формуле (178);

Таблица 66 - Расчетные значения изгибающих моментов

Относительный эксцентриситет, соответствующий M_{\max}	Расчетные значения M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$e_{rel} \leq 3$	$M = M_2 = M_{\max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{\max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < e_{rel} \leq 20$	$M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17}(M_{\max} - M_1)$
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначения:</p> <p>M_{\max} — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;</p> <p>M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее $0,5M_{\max}$;</p> <p>e_{rel} — относительный эксцентриситет, определяемый по Формуле $e_{rel} = \frac{M_{\max} A}{NW_c}$;</p> <p>$\bar{\lambda}$ — условная гибкость, определяемая по формуле $\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R$,</p> <p>где α_R — коэффициент, принимаемый по Таблице С.4 Приложения С.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Во всех случаях следует принимать $M \geq 0,5M_{\max}$.</p>		

- элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, параллельной плоскости планок или перфорированных листов, — по Формуле (178) с определением коэффициента продольного изгиба φ по Таблицам С.1-С.3 Приложения С в зависимости от приведенной гибкости λ_{ef} ;

- отдельных ветвей — по Формуле (178) в зависимости от гибкости ветви λ_α .

Гибкость ветви λ_α следует определять по Формуле (179), принимая за расчетную длину l_{ef} расстояние между приваренными планками (в свету) или расстояние между центрами крайних болтов соседних планок, или равное 0,8 длины отверстия в перфорированном листе и за i — радиус инерции сечения ветви относительно собственной оси, перпендикулярной к плоскости планок или перфорированных листов.

Приведенную гибкость сквозного элемента λ_{ef} в плоскости соединительных планок и перфорированных листов следует определять по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \quad (183)$$

где λ — гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, определяемая по Формуле (179);

λ_α — гибкость ветви.

При расчете площади сечения, момента инерции и радиуса инерции элемента эквивалентную толщину t_{ef} следует определять:

- для перфорированных листов шириной b , длиной l и толщиной t — по формуле

$$t_{ef} = \frac{t(A - \sum A_i)}{A}, \quad (184)$$

где $A = bl$ — площадь листа до образования перфораций, m^2 ;

$\sum A_1$ — суммарная площадь всех перфораций на поверхности листа, м^2 ;

- для соединительных планок толщиной t — по формуле

$$t_{ef} = \frac{t \sum l_1}{l}, \quad (185)$$

где $\sum l_1$ — сумма длин всех планок элемента (вдоль элемента), м;

l — длина элемента, м.

Сквозные элементы, состоящие из деталей, соединенных вплотную или через прокладки, следует рассчитывать как сплошные, если наибольшие расстояния между болтами, приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов соседних планок не превышают:

- $40i$ — для сжатых элементов;
- $80i$ — для растянутых элементов.

Здесь радиус инерции i уголка или швеллера следует принимать для составных тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, для крестовых сечений — минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента следует иметь не менее двух прокладок.

8.4.4.3 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов открытого сечения с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных центральному сжатию силой N , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_c R_y m, \quad (186)$$

где φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по Таблицам С.1-С.3

Приложения С, при $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}}$.

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

8.4.4.4 Расчет на изгибно-крутильную устойчивость сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в плоскости наименьшей гибкости, совпадающей с плоскостью симметрии и осью y , следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne}{W_c} \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (187)$$

где e — действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет $e = M/N$ при сжатии с изгибом;

W_c — момент сопротивления сечения брутто, вычисляемый для наиболее сжатого волокна;

φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по Таблицам С.1-С.3

Приложения С при $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left(1 + \left| \frac{eA}{W_c} \right| \right)}}$.

8.4.4.5 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в двух плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{Ne_y}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{Ne_x}{I_y} x_c \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (188)$$

где e_y, e_x — действительные эксцентриситеты по направлению осей y и x при внецентренном сжатии и расчетные эксцентриситеты при сжатии с изгибом;

y_c, x_c — координаты наиболее сжатой точки сечения от совместного действия M_x, M_y и N ;

φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по Таблицам С.1-С.3

Приложения С при $e_{ef} = 0$ и $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \left(1 + \left| \frac{e_y A}{I_x} y_c \right| + \left| \frac{e_x A}{I_y} x_c \right| \right)}}$.

Кроме того, должен быть выполнен расчет по Формуле (178) в предположении плоской формы потери устойчивости в плоскости оси y с эксцентриситетом e_y (при $e_x = 0$) и в плоскости оси x — с эксцентриситетом e_x (при $e_y = 0$).

8.4.4.6 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в одной плоскости, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b R_y m, \quad (189)$$

где M — наибольший расчетный изгибающий момент в пределах расчетной длины l_{ef} сжатого пояса балки;

W_c — момент сопротивления сечения балки для крайнего волокна сжатого пояса;

ε — коэффициент, определяемый по формулам:

- при $\lambda_y < 85$ $\varepsilon = 1 + (\alpha - 1) \left(1 - \frac{\lambda_y}{85} \right)$;

- при $\lambda_y \geq 85$ $\varepsilon = 1,0$; здесь α — коэффициент, определяемый по Формулам (153) и (154);

φ_b — коэффициент продольного изгиба, определяемый по Таблицам С.1-С.3

Приложения С, при $e_{ef} = 0$ и гибкости из плоскости стенки $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}$.

8.4.4.7 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в двух плоскостях, следует выполнять по Формуле (189), при этом коэффициент φ_b следует принимать по Таблицам С.1-С.3 Приложения С при $e_{ef} = \eta e_{rel}$ (где η — коэффициент, принимаемый по Приложению С; e_{rel} — относительный эксцентриситет).

Относительный эксцентриситет e_{rel} определяют по формуле

$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fh}}{\sigma_{fv}}, \quad (190)$$

где σ_{fh} — наибольшее напряжение в точке на боковой кромке сжатого пояса от изгибающего момента в горизонтальной плоскости в сечении, МПа, находящемся в пределах средней трети незакрепленной длины сжатого пояса балки;

σ_{fv} — напряжение в сжатом поясе балки от вертикальной нагрузки в том же сечении.

8.4.4.8 Проверка общей устойчивости разрезной балки и сжатой зоны пояса неразрезной балки не выполняется в случае, если сжатый пояс объединен с железобетонной или стальной плитой.

8.4.5 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

8.4.5.1 Расчет по устойчивости полок и стенок прокатных и составных сварных центрально- и внецентренно сжатых, а также сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения, не подкрепленных ребрами жесткости (Рисунок 11), следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек.

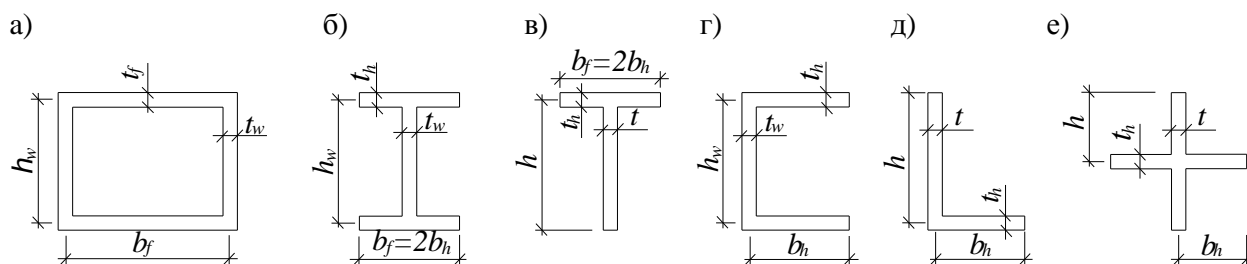


Рисунок 11 — Схемы расчетных сечений элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

8.4.5.2 Устойчивость полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости, при среднем касательном напряжении, не превышающем $0,2\sigma_x$, допускается обеспечивать назначением отношения высоты стенки (h, h_w) или ширины полки (b_f, b_h) к толщине (t, t_w, t_f, t_h) не более $0,951\alpha/\sqrt{\sigma_{x,cr,ef}/E}$ (где α — коэффициент; $\sigma_{x,cr,ef}$ — приведенное критическое напряжение, МПа).

Коэффициент α следует определять:

- для пластинок шириной b_h, h , опертых по одной стороне (см. Рисунок 11 б - е), — по формуле

$$\alpha = \left(1 + \frac{3,10}{39 + 4}\right) \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2}, \quad (191)$$

- для пластинок шириной h_w, b_f , опертых по двум сторонам (см. Рисунок 11 а, б, г), — по формуле

$$\alpha = \left(1 + \frac{0,96}{109 + 3} \right) \sqrt{4 + 3,85 \xi^{2,33}}, \quad (192)$$

В Формулах (191) и (192):

ϑ — коэффициент защемления пластинки, определяемый по формулам Таблицы 67;

ξ — коэффициент, определяемый (для сечений брутто) по Формуле $\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$,

где $\sigma_x, \bar{\sigma}_x$ — соответственно максимальное и минимальное продольные нормальные напряжения по продольным границам пластинки, положительные при сжатии, определяемые по Формулам (151) – (169) при невыгодном для устойчивости пластинки загрузении, при этом коэффициенты $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$ следует принимать равными 1,0.

Таблица 67 - Коэффициенты защемления пластинки

Тип сечения элемента	Коэффициент защемления пластинки ϑ			
	стенки	полки — для углового сечения при $\frac{b_h}{h}$		
		1	0,667	0,5
Коробчатое (Рисунок 11 а)	$\vartheta_1 = \beta_1^3 \frac{0,38}{1 - \beta_1^2 \alpha_1^2}$	$\vartheta_2 = \frac{1}{\beta_1^3} \frac{0,38}{1 - \frac{1}{\beta_1^2 \alpha_1^2}}$		
Двутавровое (Рисунок 11 б)	$\vartheta_3 = \beta_2^3 \frac{0,16 + 0,0056 \cdot \frac{1}{\alpha_2^2}}{1 - 9,4 \beta_2^2 \alpha_2^2}$	$\vartheta_4 = \frac{1}{\beta_2^3 \alpha_2} \frac{2}{1 - 0,106 \frac{1}{\beta_2^2 \alpha_2^2}}$		
Тавровое (Рисунок 11 в)	$\vartheta_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$	$\vartheta_6 = \frac{1}{\beta_3^3 \alpha_3} \frac{2}{1 - \frac{1}{\beta_3^2 \alpha_3^2}}$		
Швеллерное (Рисунок 11 г)	$\vartheta_7 = 2\vartheta_3$	$\vartheta_8 = \frac{1}{2} \vartheta_4$		
Угловое для полки высотой h (Рисунок 11 д)	—	$\vartheta_9 = \infty$	$\vartheta_9 = 10$	$\vartheta_9 = 5,2$
Крестовое (Рисунок 11 е)	$\vartheta_{10} = \infty$	$\vartheta_{10} = \infty$		
ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\beta_1 = \frac{t_w}{t_f}$, $\alpha_1 = \frac{b_f}{h_w}$, $\beta_2 = \frac{t_w}{t_h}$, $\alpha_2 = \frac{b_h}{h_w}$, $\beta_3 = \frac{t}{t_h}$, $\alpha_3 = \frac{b_h}{h}$.				
ПРИМЕЧАНИЕ 2 При отрицательном значении знаменателя в формулах Таблицы 67, а также при равенстве его нулю следует принимать $\vartheta = \infty$.				
ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для углового сечения с отношением $\frac{b_h}{h}$, не указанным в Таблице 67, значения ϑ_9 следует определять по интерполяции, при этом для $\frac{b_h}{h} = 1$ значение ϑ_9 следует принимать равным 100.				

Приведенное критическое напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ для пластинки следует определять по формулам Таблицы 68 в зависимости от критических напряжений $\sigma_{x,cr}$, за которые следует принимать действующие напряжения $\frac{\sigma_x}{m}$ (где m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60).

Таблица 68 – Приведенные критические напряжения

Марка стали	Значение $\sigma_{x,cr}$, МПа	Формулы для определения $\sigma_{x,cr,ef}$ или его значения, МПа
16Д, СтЗ	До 176 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	Свыше 176 до 205 включ.	$\left(1,868 \cdot 10^{-3} - 2,420 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 1000 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	Свыше 205	385
15ХСНД	До 186 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	Свыше 186 до 284 включ.	$\left(2,544 \cdot 10^{-3} - 2,620 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 724 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	Свыше 284	524
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	До 206 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	Свыше 206 до 343 включ.	$\left(2,868 \cdot 10^{-3} - 2,778 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) E$
	Свыше 343	591

8.4.6 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости

8.4.6.1 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости, следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек, укрепленных поперечными диафрагмами.

Допускается выполнять расчет по устойчивости пластинок, полок и стенок указанных элементов согласно Приложению Т.

8.4.6.2 Устойчивость пластинок ортотропных плит допускается обеспечивать назначением отношения их толщины к ширине в соответствии с 8.4.5.2, при этом:

- для полосовых продольных ребер коэффициент α следует определять по Формуле (191) при коэффициенте заземления ν_s и свесе полки тавра b_h (Рисунок 12 а), равном $0,5 h_w$ — при $\xi_2 t_h \geq h_w$ или $\xi_1 t_h$ — при $\xi_2 t_h < h_w$;

- для участка листа ортотропной плиты между соседними продольными полосовыми ребрами коэффициент α следует определять по Формуле (192) при коэффициенте заземления ϑ_7 , высоте стенки h_w , равной расстоянию между продольными ребрами, и свесе полки b_h , равном высоте продольного ребра (Рисунок 12 б), но не более $\zeta_1 t_h$; здесь ζ_2 и ζ_1 — коэффициенты, определяемые по 8.4.7.8.

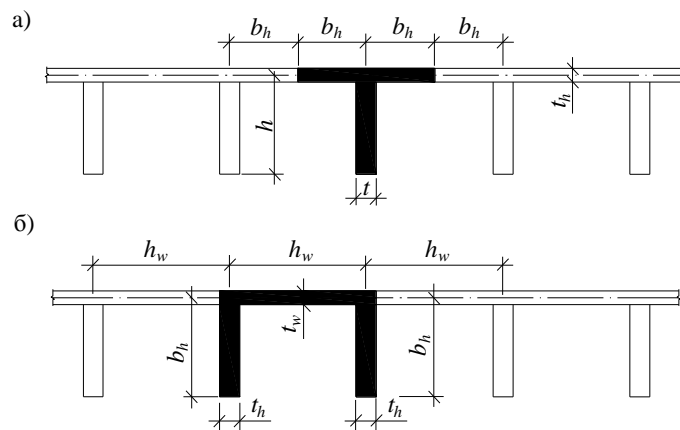


Рисунок 12 — Схемы расчетных сечений пластинок ортотропных плит

8.4.7 Расчетные длины

8.4.7.1 Расчетные длины l_{ef} элементов главных ферм, за исключением элементов перекрестной решетки, следует принимать по Таблице 69.

Таблица 69 – Расчетные длины элементов главных ферм

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек*	прочих элементов решетки
В плоскости фермы	l	l	$0,8l$
В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1
<p>* Расчетную длину опорных раскосов и опорных стоек у промежуточных опор неразрезных пролетных строений следует принимать как для прочих элементов решетки.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:</p> <p>l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов), м, в плоскости фермы;</p> <p>l_1 — расстояние между узлами, м, закрепленными от смещения из плоскости фермы.</p>			

8.4.7.2 Расчетную длину l_{ef} элемента, по длине которого действуют разные сжимающие усилия N_1 и N_2 (причем $N_1 > N_2$), из плоскости фермы (с треугольной решеткой со шпренгелем или полураскосной и т. п.) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (193)$$

где l_1 — расстояние между узлами, м, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Расчет по устойчивости в этом случае следует выполнять на усилие N_1 .

Применение Формулы (193) допускается при растягивающей силе N_2 , в этом случае значение N_2 следует принимать со знаком «минус», а $l_{ef} \geq 0,5l_1$.

8.4.7.3 Расчетные длины l_{ef} элементов перекрестной решетки главной фермы следует принимать:

- в плоскости фермы — равной $0,8l$, где l — расстояние от центра узла фермы до точки их пересечения;
- из плоскости фермы:
для сжатых элементов — по Таблице 70;
для растянутых элементов — равными полной геометрической длине элемента ($l_{ef} = l_1$, где l_1 см. Таблицу 69).

Таблица 70 - Расчетные длины сжатых элементов перекрестной решетки из плоскости главной фермы

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина l_{ef} из плоскости фермы при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l_1$	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой:			
- рассматриваемый элемент не прерывается	$0,7l_1$	l_1	$1,4l_1$
- рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой	$0,7l_1$	—	—

8.4.7.4 При проверке общей устойчивости балки расчетную длину сжатого пояса следует принимать равной:

- расстоянию между узлами фермы продольных связей — при наличии продольных связей в зоне верхних и нижних поясов и поперечных связей в опорных сечениях;
- расстоянию между фермами поперечных связей — при наличии продольных связей только в зоне растянутых поясов, при этом фермы поперечных связей должны быть центрированы с узлами продольных связей, а гибкость поясов указанных ферм не должна превышать 100;
- пролету балки — при отсутствии в пролете продольных и поперечных связей;
- расстоянию от конца консоли до ближайшей плоскости поперечных связей за опорным сечением консоли — при монтаже пролетного строения внавес или продольной подвижкой.

8.4.7.5 Расчетную длину l_{ef} сжатого пояса главной балки или фермы «открытого» пролетного строения, не имеющего продольных связей по этому поясу, следует определять, как правило, из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах, сжатого переменной по длине продольной силой.

Допускается определять указанную расчетную длину l_{ef} , м, по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (194)$$

где l — длина пояса, м, равная расчетному пролету для балок и ферм с параллельными поясами, полной длине пояса для балок с криволинейным верхним поясом и ферм с полигональным верхним поясом;

μ — коэффициент расчетной длины.

Коэффициент расчетной длины μ для поясов балок и ферм с параллельными поясами, а также для фермы с полигональным или балки с криволинейным верхним поясом следует определять по Таблице 71, при этом наибольшее перемещение δ следует принимать для рамы, расположенной посередине пролета.

Таблица 71 - Коэффициенты расчетной длины

ξ	Коэффициент μ	ξ	Коэффициент μ
0	0,696	150	0,268
5	0,524	200	0,246
10	0,443	300	0,225
15	0,396	500	0,204
30	0,353	1000	0,174
60	0,321	Св. 1000	$0,174 \sqrt{\frac{1000}{\xi}}$
100	0,290		

ПРИМЕЧАНИЕ 1 $\xi = l^4 / 16d\delta EI_m$,

где d — расстояние между рамами, м, закрепляющими пояс от поперечных горизонтальных перемещений;

δ — наибольшее горизонтальное перемещение узла рамы, м, (исключая опорные рамы) от силы $F = 1$;

I_m — среднее (по длине пролета) значение момента инерции сжатого пояса балки (фермы) относительно вертикальной оси, м⁴.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если полученная по данным таблицы расчетная длина $l_{ef} < 1,3d$, то ее следует определять из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для промежуточных значений ξ коэффициент μ следует определять линейной интерполяцией.

8.4.7.6 Расчет арок по устойчивости выполняется с учетом совместной работы арок и элементов проезжей части и поддерживающих ее элементов.

При проверке общей устойчивости арки сплошного постоянного сечения допускается определять расчетную длину l_{ef} , м, в ее плоскости по формуле

$$l_{ef} = \pi l \sqrt{\frac{8\alpha}{\zeta}}, \quad (195)$$

где l — длина пролета арки, м;

$\alpha = \frac{f}{l}$ — коэффициент (здесь f — стрела подъема арки);

ζ — коэффициент, принимаемый по Таблице 72.

Значение ζ для двухшарнирной арки переменного сечения при изменении ее момента инерции в пределах $\pm 10\%$ среднего его значения по длине пролета допускается определять по Таблице 72 (поз. 4), принимая при этом EI_{bog} в четверти пролета.

Во всех случаях расчетная длина l_{ef} арки в ее плоскости должна быть не менее расстояния между узлами крепления стоек или подвесок.

Таблица 72 – Данные по коэффициентам ζ

Тип арки	Коэффициент ζ
1 Двухшарнирная с ездой понизу с гибкой затяжкой*, соединенной с аркой подвесками	$\zeta = 2\zeta_1$
2 Бесшарнирная	$\zeta = 2\zeta_1 + \alpha\zeta_2$
3 Трехшарнирная	Меньшее из $\zeta = \zeta_1$ и $\zeta = \zeta_2$
4 Двухшарнирная с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками	$\zeta = \zeta_1 + (0,95 + 0,7\alpha^2)\beta\zeta_2$
<p>* При отношении жесткостей затяжки и арки, большем 0,8, расчетная длина арки определяется как для двухшарнирной арки с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:</p> <p>ζ_1, ζ_2 — коэффициенты, принимаемые по Таблице 73;</p> <p>α — см. Формулу (195);</p> <p>$\beta = \frac{EI_{bal}}{EI_{bog}}$, где I_{bal} и I_{bog} — моменты инерции сечений соответственно балки жесткости и арки.</p>	

Таблица 73 - Коэффициенты ζ_1 и ζ_2

α	Коэффициенты		α	Коэффициенты	
	ζ_1	ζ_2		ζ_1	ζ_2
0,1	28,5	22,5	0,5	36,8	44,0
0,2	45,4	39,6	0,6	30,5	—
0,3	46,5	47,3	0,8	20,0	—
0,4	43,9	49,2	1,0	14,1	—
ПРИМЕЧАНИЕ Для промежуточных значений α коэффициенты ζ_1 и ζ_2 следует определять линейной интерполяцией.					

8.4.7.7 Расчетную длину l_{ef} элементов продольных и поперечных связей с любой решеткой, кроме крестовой, следует принимать равной:

- в плоскости связей — расстоянию l_2 между центрами креплений элементов связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части;

- из плоскости связей — расстоянию l_3 между точками пересечения оси элемента связей с осями крайних рядов болтов крепления фасонки связей к главным фермам или балкам, а также к балкам проезжей части.

Расчетную длину l_{ef} перекрещивающихся элементов связей следует принимать:

- в плоскости связей — равной расстоянию от центра прикрепления элемента связей к главной ферме или балке, а также к балке проезжей части, - до точки пересечения осей связей;

- из плоскости связей: для растянутых элементов — равной l_3 ; для сжатых элементов — по Таблице 70, принимая при этом за l расстояние от точки пересечения оси элемента связей с осью крайнего ряда болтов крепления фасонки связей до точки пересечения осей элементов связей, за l_1 — расстояние l_3 .

Для элементов связей с любой решеткой, кроме крестовой, из одиночных уголков расчетную длину l_{ef} следует принимать равной расстоянию l между крайними болтами креплений их концов. При крестовой решетке связей $l_{ef} = 0,6l$. Радиус инерции сечений следует принимать минимальным ($i = i_{\min}$).

8.4.7.8 В сплошностенчатых балках расчетную длину l_{ef} , м, опорных стоек, состоящих из одного или нескольких опорных ребер жесткости и примыкающих к ним участков стенки, следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (196)$$

где μ — коэффициент расчетной длины;

l_c — длина опорной стойки балки, м, равная расстоянию от верха домкратной балки до верхнего пояса или до ближайшего узла поперечных связей.

Коэффициент расчетной длины μ опорной стойки следует определять по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}, \quad (197)$$

$$\text{где } n = \frac{l_c}{I_c} \frac{I_r}{l_r},$$

здесь I_c — момент инерции сечения опорной стойки относительно оси, m^4 , совпадающей с плоскостью стенки;

I_r, l_r — соответственно момент инерции сечения, m^4 , и длина распорки поперечных связей, м; для «открытых» пролетных строений в Формуле (197) следует принимать $n = 0$.

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с одним ребром жесткости в состав ее сечения следует включать кроме опорного ребра жесткости примыкающие к нему участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$ (где t — толщина сечения; ζ_1 — коэффициент, принимаемый по Таблице 74.

Таблица 74 - Значения коэффициента ζ_1

Марка стали	Значение коэффициента ζ_1
16Д	14
15ХСНД	12
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	11,5

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с несколькими ребрами жесткости при расстоянии между ними $b_2 = \zeta_2 t$ (где ζ_2 —

СП РК 3.03-112-2013

коэффициент, принимаемый по Таблице 75), в состав ее сечения следует включать все указанные ребра жесткости, участки стенки между ними, а также примыкающие с внешней стороны к крайним ребрам жесткости участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$, где ζ_1 следует принимать по Таблице 74.

Таблица 75 - Значения коэффициента ζ_2

Марка стали	Значение коэффициента ζ_2
16Д	44
15ХСНД	38
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	36

8.4.8 Предельная гибкость стержневых элементов

Гибкость стержневых элементов не должна превышать значений, приведенных в Таблице 76.

Таблица 76 - Предельная гибкость стержневых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость стержневых элементов мостов	
	железнодорожных и пешеходных	автодорожных и городских
Сжатые и сжато-растянутые элементы главных ферм; стойки опор; растянутые элементы поясов главных ферм	100	120
Растянутые элементы главных ферм, кроме поясов; элементы, служащие для уменьшения расчетной длины l_{ef}	150	150
Сжатые элементы продольных связей главных ферм и продольных балок, а также тормозных связей	130	150
То же, растянутые	130	180
Элементы поперечных связей:		
- на опоре	130	150
- в пролете	150	150
Пояса ферм поперечных связей, в уровне которых отсутствуют продольные связи, или плита, объединенная с поясами главных балок для совместной работы	100	100
Ветви составного сжатого или сжато-растянутого элемента	40	40
То же, растянутого	50	50

8.4.9 Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений

8.4.9.1 Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений (кроме канатов) следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_w R_y m, \quad (198)$$

$$\tau_{\max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m. \quad (199)$$

где $\sigma_{\max,ef}$ — абсолютное наибольшее нормальное напряжение (растягивающее — положительное), МПа;

$\tau_{\max,ef}$ — абсолютное наибольшее скалывающее напряжение при расчете угловых швов на срез (его направление принимается за положительное), МПа;

γ_w — коэффициент;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Напряжения $\sigma_{\max,ef}$ и $\tau_{\max,ef}$ следует определять соответственно по формулам Таблицы 77 и Формулам (217) – (228) от нагрузок, указанных в 6.1.1-6.1.3 раздела 6.

Таблица 77 – Нормальные напряжения в конструкциях и их соединениях

Напряженное состояние	Формулы для определения $\sigma_{\max,ef}$
Растяжение или сжатие	$\frac{N}{A_n}$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{\alpha_3 W_n}$
Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W_n}$
Изгиб в двух главных плоскостях	$\frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях	$\frac{N}{A_n} \pm \left(\frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначения: M, M_x, M_y — приведенные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, определяемые согласно 8.4.2.3.1; α_3 — коэффициент, принимаемый равным 1,05. ПРИМЕЧАНИЕ 2 При расчете элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах в формулы Таблицы 77 подставляют характеристики сечения брутто.	

Коэффициент γ_w следует определять по формуле

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta 9 [(\alpha \beta \pm \delta) - (\alpha \beta \mp \delta) \rho]} \leq 1, \quad (200)$$

где ζ — коэффициент, равный 1,0 — для железнодорожных и пешеходных мостов и 0,7 — для автодорожных и городских мостов;

СП РК 3.03-112-2013

ϑ — коэффициент, зависящий от длины загрузки λ линии влияния при определении σ_{\max} ;

α , δ — коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность режима нагруженности;

ρ — эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по Таблице У.1 Приложения У;

ρ — коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений.

Коэффициент ρ следует определять по формулам:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (201)$$

$$\rho = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}}. \quad (202)$$

где σ_{\min} , σ_{\max} , τ_{\min} , τ_{\max} — наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений со своими знаками, определяемые в том же сечении и по тем же формулам, что и $\sigma_{\max,ef}$, $\tau_{\max,ef}$; при этом следует принимать $\alpha_3 = 1,0$.

В Формуле (200) верхние знаки в скобках следует принимать для расчета по Формуле (233), если $\sigma_{\max} > 0$, и всегда для расчета по Формуле (199).

Коэффициенты α и δ следует принимать по Таблице 78.

Таблица 78 – Коэффициенты α и δ

Марка стали	Значения коэффициентов	
	α	δ
16Д	0,64	0,20
15ХСНД	0,72	0,24
10ХСНД	0,81	0,20
390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс		

При вычислении коэффициентов γ_w для сварных швов принимают те же значения коэффициентов α и δ , что и для металла элемента.

Коэффициент ϑ следует принимать равным:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \lambda \geq 22 \text{ м } \vartheta = 1; \\ \text{при } \lambda < 22 \text{ м } \vartheta = v - \xi \lambda, \end{array} \right\} \quad (203)$$

где значения v и ξ следует принимать по Таблице 79.

8.4.9.2 Расчет канатов на выносливость следует выполнять по формуле

$$\sigma_{\max} \leq m_1 \gamma_{ws} R_{dh} m, \quad (204)$$

где m_1 — коэффициент условий работы каната при расчете на выносливость, равный:

- для гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов без индивидуального регулирования усилий в канатах — 0,83;

- для напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций и гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов при индивидуальном регулировании усилий в канатах, в том числе по величине стрелы прогиба при монтаже канатов, — 1,0;

R_{dh} — расчетное сопротивление канатов, определяемое по 8.4.3.1;

γ_{ws} — коэффициент, учитывающий переменность напряжений и определяемый по формуле

$$\gamma_{ws} = \frac{0,15}{\zeta \vartheta [(0,884\beta_s - 0,387) - (0,884\beta_s - 0,455)\rho]} \leq 1, \quad (205)$$

здесь ζ, ϑ, ρ — коэффициенты, принимаемые согласно 8.4.9.1;

β_s — эффективный коэффициент концентрации напряжений, значения которого принимают по Таблице У.2 Приложения У;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Таблица 79 - Коэффициенты ν и ξ

Эффективный коэффициент концентрации напряжений β	Значения коэффициентов ν и ξ для сталей			
	16Д		15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	
	ν	ξ	ν	ξ
1,0	1,45	0,0205	1,65	0,0295
1,1	1,48	0,0218	1,69	0,0315
1,2	1,51	0,0232	1,74	0,0335
1,3	1,54	0,0245	1,79	0,0355
1,4	1,57	0,0258	1,83	0,0375
1,5	1,60	0,0271	1,87	0,0395
1,6	1,63	0,0285	1,91	0,0415
1,7	1,66	0,0298	1,96	0,0436
1,8	1,69	0,0311	2,00	0,0455
1,9	1,71	0,0325	2,04	0,0475
2,0	1,74	0,0338	2,09	0,0495
2,2	1,80	0,0364	2,18	0,0536
2,3	1,83	0,0377	2,23	0,0556
2,4	1,86	0,0390	2,27	0,0576
2,5	1,89	0,0404	2,31	0,0596
2,6	1,92	0,0417	2,36	0,0616
2,7	1,95	0,0430	2,40	0,0636
3,1	2,07	0,0483	2,57	0,0716
3,2	2,10	0,0496	2,62	0,0737
3,4	2,15	0,0523	2,71	0,0777
3,5	—	—	2,75	0,0797
3,7	—	—	2,84	0,0837
4,4	—	—	3,15	0,0977

8.4.10 Особенности расчета несущих элементов и соединений

8.4.10.1 Элементы главных ферм

8.4.10.1.1 В расчетах элементов и соединений решетчатых главных ферм по прочности при отношении высоты сечения к длине элемента более $1/15$ следует учитывать изгибающие моменты от жесткости узлов. Это требование относится и к расчетам на выносливость элементов решетчатых главных ферм с узловыми соединениями на высокопрочных болтах; при сварных узловых соединениях расчет на выносливость следует выполнять с учетом изгибающих моментов от жесткости узлов независимо от величины отношения высоты сечения к длине элементов.

Расчет по прочности решетчатых главных ферм, имеющих в уровне проезда пояс, работающий на совместное действие осевых усилий и изгиба от внеузловых приложения нагрузки, следует выполнять с учетом жесткости узлов указанного пояса независимо от отношения высоты сечения к длине панели. Учет жесткости остальных узлов следует выполнять, как указано выше.

Во всех указанных случаях в расчетах по прочности изгибающие моменты от жесткости узлов следует уменьшать на 20 %.

Изгибающие моменты от примыкания связей или горизонтальных диафрагм с эксцентриситетом и от неполного (с учетом 8.4.1.3) центрирования элементов ферм следует учитывать полностью. Это требование распространяется и на учет изгибающих моментов, возникающих в горизонтальных и наклонных элементах решетчатых главных ферм и связей от их собственного веса. При этом допускается принимать эти изгибающие моменты распределенными по параболе с ординатами посередине длины элемента и на концах его, равными $0,6$ момента для свободно опертого элемента.

8.4.10.1.2 Стойки, распорки, стяжки, связи и другие элементы пролетного строения, используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов, следует рассчитывать на сжатие и растяжение силой, равной 3 % продольного усилия в сжатом элементе.

8.4.10.1.3 Пояса главных ферм и элементы решетки, примыкающие к опорному узлу, следует рассчитывать на осевую силу и изгибающий момент от передаваемых с эксцентриситетом на неподвижную опорную часть продольных сил торможения или тяги, а также на изгибающий момент от эксцентриситета реакции однокатковой опорной части относительно центра опорного узла.

Распределение изгибающих моментов между элементами опорного узла следует принимать согласно 8.4.1.3.

8.4.10.1.4 Поперечные подкрепления, образуемые в пролетных строениях коробчатого и П-образного сечений решетчатыми или сплошностенчатыми диафрагмами, а также поперечными ребрами и листами ортотропных плит и стенок балок, должны быть проверены на прочность, устойчивость и выносливость на усилия, определяемые, как правило, пространственным расчетом пролетных строений.

Допускается рассчитывать поперечные подкрепления как рамы или балки, конфигурация которых соответствует поперечнику пролетного строения, а в состав сечения кроме поперечных ребер или диафрагм — решетчатых или сплошностенчатых —

входит лист общей шириной, равной 0,2 расстояния между соседними стенками главных балок, но не более расстояния между поперечными подкреплениями.

Поперечные подкрепления в опорных сечениях имеют жесткие опоры в месте расположения опорных частей. Эти подкрепления следует рассчитывать на опорные реакции, местную вертикальную нагрузку и распределенные по контуру поперечного сечения в листах стенок и ортотропных плит касательные напряжения от изгиба и кручения примыкающих к данной опоре пролетов.

Поперечные подкрепления, расположенные в пролете, в том числе в местах приложения сосредоточенных сил (например, усилий от вант), следует рассчитывать с учетом всех внешних сил и касательных напряжений в листах стенок и ортотропных плит от изгиба и кручения.

8.4.10.1.5 В расчетах на прочность и выносливость прямолинейных железнодорожных пролетных строений, расположенных на кривых участках пути радиусом менее 1000 м, следует учитывать усилия, возникающие при кручении пролетного строения как пространственной конструкции.

8.4.10.1.6 При многостадийном возведении конструкции прочность сечений на промежуточных стадиях монтажа следует проверять по Формулам (151) – (169), принимая при этом коэффициенты α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y равными 1,0.

8.4.10.1.7 Продольные деформации вант пролетных строений вантовых систем следует определять, принимая приведенный модуль упругости E_{ef} , вычисляемый по формуле

$$E_{ef} = - \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24 S_1^2 S_2^2} \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \quad (206)$$

где E — модуль упругости каната, принимаемый по Таблицам 58 и 59;

ρ — плотность материала каната, кН/м³;

g — ускорение силы тяжести;

l — горизонтальная проекция ванта, м;

A — площадь поперечного сечения каната, м²;

S_1, S_2 — соответственно начальное и конечное значения усилия в ванте до и после приложения нагрузки, на которую выполняется расчет, кН.

Усилия в вантах следует определять последовательными приближениями.

8.4.10.1.8 Пилоны вантовых и висячих мостов должны быть проверены по прочности и устойчивости на основе деформационных расчетов.

Гибкость пилона при проверке общей устойчивости следует определять с учетом переменной жесткости, условий его закрепления и нагружения на фундаментах и в узлах примыкания ригелей, кабелей и вант.

Для одностоечных пилонов вантово-балочных мостов следует учитывать следящий эффект от усилий в вантах.

8.4.10.1.9 Конструкции с предварительным напряжением или регулированием должны быть проверены расчетом по прочности и устойчивости на всех этапах выполнения предварительного напряжения или регулирования, при этом следует принимать коэффициенты условий работы по 8.3.13, коэффициенты надежности по

нагрузке (более или менее 1,0) — согласно требованиям Раздела 6 и вычисленные для каждого этапа напряжения суммировать. При расчетах следует учитывать в соответствии с Приложением М потери напряжений от релаксации, трения и податливости анкеров напрягаемых элементов.

8.4.10.2 Элементы проезжей части

8.4.10.2.1 Усилия в элементах проезжей части от совместной работы с главными фермами следует определять в предположении, что в горизонтальной плоскости имеют место следующие закрепления: продольные балки к поперечным прикреплены шарнирно; пояс поперечной балки, расположенный в уровне связей, прикреплен к поясам главных ферм жестко, а другой ее пояс — шарнирно.

Расчет по прочности сечений поперечных балок с учетом изгибающих моментов M_y в горизонтальной плоскости, возникающих от совместной работы элементов проезжей части с поясами главных ферм, следует выполнять по Формулам (156) – (160), принимая M_y уменьшенными на 20 %.

В расчетах по прочности элементов проезжей части с плитным безбалластным полотном следует учитывать усилия в них от включения плит в совместную работу с продольными балками.

8.4.10.2.2 Продольные балки решетчатых пролетных строений с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, допускается, независимо от конструктивного оформления крепления их поясов в примыкании к поперечным балкам, рассчитывать по прочности как разрезные, при этом детали крепления поясов и стенки балок к поперечным следует рассчитывать на 0,6 момента в середине пролета разрезной балки, с распределением его согласно требования СН РК 3.03-12 (6.3.19). При расчете указанных продольных балок на выносливость изгибающие моменты следует определять по линиям влияния неразрезной балки на упругоподатливых опорах.

8.4.10.2.3 Поперечные балки решетчатых пролетных строений следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающими к узловым фасонкам элементами главных ферм.

Опорные сечения поперечных балок, подвесок, стоек (а при отсутствии подвесок или стоек — и раскосов главных ферм) следует проверять на изгибающие моменты, возникающие в элементах рам, образованных указанными элементами, вследствие изгиба поперечных балок под воздействием вертикальных нагрузок.

Изгибающие моменты в элементах замкнутых поперечных рам для однопутных пролетных строений железнодорожных мостов допускается определять по формулам:

- опорный изгибающий момент в поперечной балке

$$M_{st} = \frac{Fa(B-a)}{B} \frac{1}{1 + \frac{H}{2B} \frac{I_{bal}}{I_c + I_t} \frac{G}{E} \frac{H}{2l_m}}, \quad (207)$$

- изгибающий момент в подвеске или стойке:

- у края прикрепления поперечной балки

$$M_c = M_{st} \frac{I_c}{I_c + I_t \frac{G}{E} \frac{H}{2l_m}}, \quad (208)$$

- в уровне центра ближайшего к поперечной балке узла поперечных связей, а при их отсутствии — центра противоположного пояса главной фермы

$$M_{cl} = -0,5M_c, \quad (209)$$

В Формулах (207) и (208):

F — опорная реакция поперечной балки, кН;

a — расстояние между осью сечения пояса главной фермы и осью сечения продольной балки, м;

B — расстояние между осями поясов главных ферм, м;

l_m — длина панели главной фермы (расстояние между поперечными балками), м;

H — расчетная длина подвески или стойки из плоскости фермы, м;

I_{bal} — момент инерции сечения брутто поперечной балки посередине ее длины, м⁴;

I_c — момент инерции сечения брутто подвески или стойки относительно оси, параллельной плоскости главной фермы, м⁴;

I_t — момент инерции чистого кручения пояса фермы, примыкающего к поперечной балке, м⁴.

8.4.10.2.4 В открытых пролетных строениях с ездой понизу поперечные рамы следует рассчитывать на условные горизонтальные силы, приложенные на уровне центра тяжести сечения пояса и равные 2 % продольного усилия в сжатом поясе балки или фермы.

8.4.10.2.5 Усилия в элементах проезжей части со стальными ортотропными плитами автодорожных, городских, совмещенных и пешеходных мостов следует определять, применяя пространственные расчетные схемы с дискретным расположением поперечных ребер и учитывая совместную работу плит с главными фермами (балками).

Расчет элементов ортотропной плиты по прочности и устойчивости следует выполнять по Приложению Ф, на выносливость — по специальной методике.

8.4.10.3 Элементы связей

8.4.10.3.1 Усилия в элементах продольных связей с крестовой, ромбической и треугольной решетками от деформации поясов главных ферм или балок следует определять от вертикальной нагрузки, которая воздействует после включения их в работу.

Усилия в элементах продольных связей, не соединенных с продольными балками или соединенных при наличии разрывов в них, допускается определять по формулам:

- в раскосе крестовой решетки, когда распоркой связей является поперечная изгибаемая балка

$$N_d = A_d (\sigma_f \cos^2 \alpha + \sigma_{mf} \sin^2 \alpha); \quad (210)$$

- в других раскосах крестовой решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha}, \quad (211)$$

- в раскосе ромбической решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (212)$$

- в раскосе треугольной решетки

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_c} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{12I} B^2 \cos^3 \alpha}, \quad (213)$$

- в распорке связей с любой решеткой

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \sin \alpha, \quad (214)$$

В Формулах (210) – (214):

N_d, N_c — усилия соответственно в раскосе и распорке связей, кН;

$N_{d,lin}, N_{d,rec}$ — усилия в раскосе соответственно с левой и правой сторон от распорки, кН;

σ_f — нормальное напряжение в поясе главной фермы, МПа;

σ_{mf} — среднее (вычисленное с учетом неравномерности распределения изгибающих моментов по длине балки) напряжение в нижнем поясе поперечной балки, МПа;

A_d, A_c — площадь сечения соответственно раскоса и распорки связей, м²; в случае, когда распоркой является поперечная изгибаемая балка, в Формулах (210) – (213) следует принимать $A_c = \infty$;

I — момент инерции пояса главной фермы относительно вертикальной оси, м⁴;

α — угол между раскосом связей и поясом главной фермы.

В Формулах (210) – (213) при определении усилий в элементах связей балок со сплошной стенкой вместо σ_f следует принимать напряжение σ_w в стенке главной балки, вычисленное по площади брутто на уровне расположения плоскостей связей; в Формуле (210) вместо σ_{mf} следует принимать среднее напряжение σ_{mw} в стенке поперечной балки на уровне расположения плоскости связей, вычисленное так же, как и σ_{mf} .

Усилия в элементах продольных связей с полураскосной решеткой от вертикальной нагрузки допускается не учитывать.

8.4.10.3.2 Расчет на прочность и выносливость поясов главных ферм с ромбической и треугольной решетками связей, а также крестовой с распорками разной жесткости следует выполнять с учетом возникающих в поясах изгибающих моментов от деформации элементов связей и от деформации поперечных балок проезжей части, независимо от вида связей.

Изгибающие моменты в поясе, действующие в плоскости связей с треугольной и ромбической решетками, следует определять по формуле

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \quad (215)$$

где N_c — усилие в распорке связей, кН;

l_m — расстояние между центрами узлов крепления элементов к поясу, м.

8.4.10.4 Расчет соединений

8.4.10.4.1 Сварные, фрикционные и болтовые соединения следует рассчитывать на передачу всех усилий, действующих в элементе конструкции, при этом, как правило, каждая часть сечения элемента (с учетом ее ослабления) должна быть закреплена соответственно приходящемуся на нее усилию.

В случае невыполнения этого условия перегрузку отдельных зон и деталей креплений следует учитывать введением коэффициентов условий работы, указанных в Таблицах 60 и 82.

При расчете прикрепления элемента к узлу с одиночной фасонкой допускается не учитывать изгибающие моменты в плоскости, перпендикулярной плоскости фасонки.

Распределение продольного усилия, проходящего через центр тяжести соединения, следует принимать равномерным между болтами или сварными швами крепления.

В болтовых соединениях конструкций, рассчитываемых на выносливость не следует применять болты из стали 40Х.

8.4.10.4.2 Расчетную высоту сечения сварных швов t_w , мм, следует принимать:

- для стыковых швов:
- деталей, свариваемых с полным проплавлением — $t_w = t_{\min}$;
- деталей, свариваемых с неполным проплавлением — $t_w = t_{w,\min}$;
- для угловых швов:
- по металлу шва — $t_f = \beta_f k_f$;
- по металлу границы сплавления — $t_z = \beta_z k_f$,

где t_{\min} — наименьшая толщина свариваемых деталей, мм;

$t_{w,\min}$ — наименьшая толщина сечения стыкового шва при сварке деталей с неполным проплавлением, мм;

k_f — наименьший катет углового шва, мм;

β_f, β_z — коэффициенты расчетных сечений угловых швов принимаемые по Таблице 80.

8.4.10.4.3 Расчет по прочности сварных стыковых соединений следует выполнять:

- при сварке деталей из сталей различного уровня прочности, а также при сварке материалами, для которых $R_{wy} < R_y$ (в этих случаях R_{wy} следует указать в проекте);

- при наличии выкружек или ослаблений в зоне стыка, когда $l_w < b$ или $t_{w,\min} < t$;

$A_{w,n} < A$,

где l_w — полная длина стыкового шва, мм;

b, t — ширина и толщина стыкуемых деталей, мм;

$A_{w,n}$ — площадь нетто ослабленного (например, отверстиями) сечения стыкового шва, м^2 ;

A — площадь брутто (или нетто) сечения стыкуемых деталей в зоне стыка, м^2 .

Таблица 80 - Коэффициенты расчетных сечений угловых швов

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициенты расчетных сечений угловых швов				
		Обозначе- ние	при катетах швов k_f , мм			
			3–8	9–12	14–16	18 и более
Автоматическая при d от 3 до 5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при d от 1,4 до 2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонталь- ное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, го- ризонтальное, верти- кальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

8.4.10.4.4 Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае центрального растяжения или сжатия следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{t_w l_w} \leq R_{wy} m, \quad (216)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Расчет по прочности сварных стыковых соединений в случае изгиба в одной или двух главных плоскостях, а также действия осевой силы с изгибом в одной или двух главных плоскостях следует выполнять по Формулам (152) – (169), в которых геометрические параметры и коэффициенты α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y следует вычислять для сечения стыкового соединения, принимаемого согласно 8.4.10.4.3, а в правой части вместо R_{ym} и R_{sm} подставлять соответственно значения R_{wym} и R_{wsm} .

8.4.10.4.5 Прочность сварных соединений с угловыми швами при действии продольных или поперечных сил следует проверять на срез (условный) по двум сечениям (Рисунок 13):

$$\text{— по металлу шва (сечение 0 – 1): } \tau = \frac{N}{t_f l_w} \leq R_{wf} m, \quad (217)$$

$$\text{— по металлу границы сплавления (сечение 0 – 2): } \tau = \frac{N}{t_z l_w} \leq R_{wz} m, \quad (218)$$

где l_w — полная длина шва, м;

t_f, t_z — расчетная высота сечения шва, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

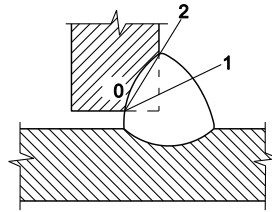


Рисунок 13 — Схема расчетных сечений сварного углового шва при расчете на срез

8.4.10.4.6 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, следует выполнять для двух сечений по формулам:

- по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} m, \quad (219)$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{W_z} \leq R_{wz} m, \quad (220)$$

В Формулах (219) и (220):

W_f — момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва, м³;

W_z — то же, по металлу границы сплавления, м³.

8.4.10.4.7 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости расположения этих швов следует выполнять для двух сечений по формулам:

- по металлу шва

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} m, \quad (221)$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} m, \quad (222)$$

В Формулах (221) и (222):

I_{fx}, I_{fy} — моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей, м⁴;

I_{zx}, I_{zy} — то же, по металлу границы сплавления, м⁴;

x, y — координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения, м.

8.4.10.4.8 Прочность сварных стыковых соединений при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений следует проверять по

Формуле (172), в которой следует принимать $\sigma_x = \sigma_{wx}$ и $\sigma_y = \sigma_{wy}$ — нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям; $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ — касательное напряжение в сварном соединении; $R_y = R_{wy}$.

8.4.10.4.9 При расчете по прочности сварных соединений с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил и момента следует соблюдать условия:

$$\tau_f \leq R_{wf} m, \quad (223)$$

$$\tau_z \leq R_{wz} m. \quad (224)$$

где τ_f, τ_z — напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, МПа, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом.

8.4.10.4.10 Расчет по прочности сварных соединений угловыми швами прикрепления листов пояса между собой и к стенке изгибаемых балок следует выполнять по формулам:

- при отсутствии местного давления:
- по металлу шва

$$\tau = \frac{QS}{nt_f I} \leq R_{wf} m, \quad (225)$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{QS}{nt_z I} \leq R_{wz} m, \quad (226)$$

где n — количество угловых швов;

- при воздействии на пояс местного давления:
- по металлу шва

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wf} m, \quad (227)$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau = \frac{1}{nt_z} \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q^2} \leq R_{wz} m, \quad (228)$$

где q — давление от подвижной вертикальной нагрузки, определяемое по 6.3.1 – 6.3.3 и Приложению Е.

8.4.10.4.11 Сварные швы, соединяющие отдельные листовые детали сечения составных сплошностенчатых сжатых элементов, следует рассчитывать на условную поперечную силу Q_{fic} , кН, принимаемую постоянной по всей длине элемента и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l} (R_{ym} - \phi R_y), \quad (229)$$

где W — момент сопротивления сечения элемента брутто в проверяемой плоскости, м^3 , (ослабление листовых деталей перфорациями допускается не учитывать);

l — длина составного элемента, м;

φ — коэффициент продольного изгиба при расчете по устойчивости элемента в проверяемой плоскости.

Те же сварные швы в сжато-изогнутых составных элементах следует рассчитывать на поперечную силу Q_1 , равную сумме поперечных сил — условной Q_{fic} , определяемой по Формуле (229), и фактической.

Если в сечении составного элемента имеются две параллельно расположенные листовые детали и более, то прикрепление каждой из них следует рассчитывать на поперечную силу Q_i , кН, определяемую по формуле

$$Q_i = Q_1 \frac{t_i}{\sum_{i=1}^n t_i}, \quad (230)$$

где t_i — толщина прикрепляемой листовой детали, мм;

n — количество параллельно расположенных листовых деталей.

8.4.10.4.12 При прикреплении к узлам главных ферм составных сплошностенчатых элементов, отдельные части сечения которых непосредственно не прикрепляются к узловым фасонкам, сварные швы присоединения неприкрепляемой части сечения к прикрепляемой следует рассчитывать на передачу приходящегося на нее усилия, принимая при этом коэффициенты условий работы m равными:

- 0,8 — при отношении площади прикрепляемой части сечения A_v ко всей площади сечения элемента A до 0,6;

- 0,9 — при отношении $\frac{A_v}{A}$ свыше 0,6 до 0,8;

- 1,0 — при отношении $\frac{A_v}{A}$ свыше 0,8.

Расчетную длину сварного шва при этом следует принимать равной длине перекрытия элемента узловой фасонкой фермы.

8.4.10.4.13 Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

- на срез

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A n_s, \quad (231)$$

- на смятие

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \sum t, \quad (232)$$

- на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (233)$$

В Формулах (231) – (233):

R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений, МПа;

d — диаметр стержня болта, м;

$A = \pi d^2 / 4$ — площадь сечения стержня болта, м²;

A_{bn} — площадь сечения болта нетто, м²; для болтов с метрической резьбой значение A_{bn} следует принимать по ГОСТ 22356;

$\sum t$ — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, м;

n_s — число расчетных срезов одного болта;

m_{b1} — коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по Таблице 81.

Таблица 81 - Коэффициенты условий работы болтовых соединений

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения m_{b1}
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах:	
- повышенной точности	1,0
- нормальной и грубой точности	0,9

8.4.10.4.14 Число n болтов в соединении при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m m_b N_{b, \min}}, \quad (234)$$

где $N_{b, \min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по Формулам (231) и (232);

m, m_b — коэффициенты условий работы, принимаемые соответственно по Таблицам 60 и 82.

Таблица 82 - Коэффициенты условий работы болтов

Характеристика стыка или крепления	Коэффициент условий работы m_b болтов
Стык элемента или его ветви, все части сечения которых перекрыты односторонними накладками	0,9
Стык элемента или его ветви с двухсторонними накладками при наличии части сечения, непосредственно не перекрытой	0,9
Крепление элемента в узле одиночной фасонкой	0,9
Крепление части сечения через:	
- один лист	0,9
- два листа и более	0,8
- прокладку, прикрепленную за пределами соединения не менее чем на 1/4 полного усилия, которое может быть воспринято ее сечением	0,9
Крепление выступающей полки швеллера, уголка или горизонтального листа коробчатого сечения угловым коротышом	0,7

8.4.10.4.15 При действии в плоскости соединения изгибающего момента распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

8.4.10.4.16 Болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

- при отсутствии местного давления

$$a \frac{QS}{I} \leq N_{b,\min} m, \quad (235)$$

- при воздействии на пояс местного давления q

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q_2} \leq N_{b,\min} m, \quad (236)$$

В Формулах (235) и (236):

a — шаг поясных болтов;

$N_{b,\min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, определяемых по 8.4.10.4.13;

S — статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

I — момент инерции сечения брутто балки относительно нейтральной оси;

m — коэффициент условий работы, определяемый по Таблице 60.

8.4.10.4.17 Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (237)$$

где P — усилие натяжения высокопрочного болта;

μ — коэффициент трения, принимаемый по Таблице 57;

γ_{bh} — коэффициент надежности, принимаемый по Таблице 83.

Таблица 83 - Коэффициенты надежности при различных способах обработки контактных поверхностей

Число высокопрочных болтов в соединении	Значение коэффициента надежности γ_{bh} при обработке контактных поверхностей* способом					
	песко-струйным или дробе-струйным	дробеструйным с нанесением фрикционного грунта или клеефрикционного покрытия	газо-пламенным	стальными щетками	дробе-метным	дробе-метным с газопламенным нагревом поверхности металла в зоне отверстия до 250 - 300 °С
2–4	1,568	1,250	1,956	2,514	1,441	1,396
5–19	1,362	1,157	1,576	1,848	1,321	1,290
20	1,184	1,068	1,291	1,411	1,208	1,189
* Количество обрабатываемых контактных поверхностей (одна или обе) следует принимать по Таблице 57.						

Усилие натяжения P , кН, высокопрочного болта следует определять по формуле

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (238)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению, определяемое по 8.3.8;

m_{bh} — коэффициент условий работы высокопрочных болтов при натяжении их крутящим моментом, равный 0,95.

8.4.10.4.18 Число n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s}, \quad (239)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

Q_{bh} — расчетное усилие на один болтоконтакт, кН, определяемое по Формуле (237);

n_s — количество болтов в соединении.

8.4.10.4.19 При действии в плоскости соединения изгибающего момента или продольной силы с изгибающим моментом усилие, приходящееся на рассматриваемый высокопрочный болт, следует определять согласно 8.4.10.4.15 и требования СН РК 3.03-12 (6.3.21).

8.4.10.4.20 Высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

- при отсутствии местного давления

$$a \frac{QS}{I} \leq n_s Q_{bh} m, \quad (240)$$

- при воздействии на пояс местного давления q

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I} \right)^2 + q^2} \leq n_s Q_{bh} m, \quad (241)$$

В Формулах (240) и (241):

n_s — число контактов в соединении;

Q_{bh} — расчетное усилие, кН, воспринимаемое одним болтоконтактом и определяемое по Формуле (237); остальные обозначения — те же, что приведены в 8.4.10.4.16.

8.4.10.4.21 В случае если совместная работа проезжей части и поясов главных ферм обеспечивается специальными горизонтальными диафрагмами, расчет крепления продольных балок к поперечным следует выполнять на поперечную силу и момент с учетом требований СН РК 3.03-12 (6.3.19); при этом усилия в болтах, прикрепляющих вертикальные уголки к стенке поперечной балки, следует определять как для фланцевых соединений.

Расчет болтовых и фрикционных соединений креплений балок проезжей части пролетных строений с решетчатыми главными фермами допускается выполнять только на поперечную силу, с учетом дополнительного коэффициента условий работы m_b согласно Таблице 84.

8.4.10.4.22 Расчет по прочности стыковых накладок растянутых элементов ферм и поясов сплошных балок следует выполнять с введением для накладок коэффициента условий работы $m = 0,9$.

Таблица 84 - Коэффициенты условий работы m_b

Характеристика крепления и места расположения болтов	Особенности конструкции узла	Коэффициент условий работы m_b
Во всех пролетных строениях		
Вертикальные уголки прикрепления поперечной балки к узлу решетчатой главной фермы: - болты в полках уголков, прикрепляемых к ферме - то же, к поперечной балке	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,85
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
	Независимо от конструкции	0,9
Совместная работа проезжей части и поясов главных ферм не обеспечивается		
Вертикальные уголки прикрепления продольной балки к поперечной: - болты в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке - то же, к продольной балке	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,7
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
	Независимо от конструкции	0,9

8.4.10.4.23 Листы узловых фасонки следует проверять на прочность крепления растянутых и сжатых элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов крепления указанных элементов, по формуле

$$N \leq 0,675 t R_y m \sum (0,212 \alpha_i + 1) l_i, \quad (242)$$

где N — продольное усилие в элементе;

t — толщина узловой фасонки, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

l_i — длина i -го участка проверяемого контура узловой фасонки, м;

α_i — угол между направлением i -го участка проверяемого контура и осью элемента $\left(0 \leq \alpha_i \leq \frac{\pi}{2}\right)$, рад.

8.4.10.4.24 Прочность узловых болтов-шарниров допускается проверять в предположении работы болта на изгиб как свободнолежащей балки, нагруженной сосредоточенными силами по оси пакетов, соприкасающихся с болтом, принимая расчетные сопротивления по Таблице 48.

8.4.10.5 Расчет соединительных планок и перфорированных листов

Соединительные планки или перфорированные листы сквозных сжатых элементов следует рассчитывать на условную поперечную силу Q_{fic} , кН, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \quad (243)$$

где N — продольное усилие сжатия в элементе, кН;

φ — коэффициент продольного изгиба при проверке устойчивости элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, принимаемый по Таблицам С.1-С.3 Приложения С в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета e_{ef} ;

α — коэффициент, принимаемый равным $0,024 - 0,00007\lambda$, но не более 0,015, 0,017 соответственно для сталей марок 16Д, 15ХСНД и 0,018 для сталей марок 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс (здесь λ — гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов).

Соединительные планки и перфорированные листы сквозных сжато-изогнутых элементов следует рассчитывать на поперечную силу, равную сумме фактической поперечной силы при изгибе и условной Q_{fic} , определяемой по Формуле (243).

При расположении соединительных элементов в нескольких параллельных плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости, поперечную силу Q следует распределять:

- при соединительных планках или перфорированных листах, а также в случае их сочетания — поровну между всеми плоскостями планок и перфорированных листов;
- при сплошном листе (пакете) и соединительных планках или перфорированных листах — на сплошной лист (пакет) принимать часть поперечной силы, равную Q_{bl} , кН, и определяемую по формуле

$$Q_{bl} = Q \frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \quad (244)$$

где A_{ef} — площадь сечения брутто сквозного элемента, m^2 , равная $\sum bt_{ef}$;

здесь b и t_{ef} определяют по 8.4.4.2;

$A_{bl,ef}$ — часть сечения элемента, работающая вместе со сплошным листом и равная

$$A_{bl,ef} = A_{bl} + 2t_v \zeta_1,$$

здесь A_{bl} — площадь сечения сплошного листа, m^2 ;

t_v — толщина вертикального листа или пакета, м;

ζ_1 — коэффициент, принимаемый по 8.4.7.8.

Соединительные планки и перфорированные листы в промежутках между отверстиями перфорации следует рассчитывать на приходящуюся на них часть поперечной силы Q как элементы безраскосных ферм.

8.4.10.6 Расчет опорных частей

8.4.10.6.1 Элементы опорных частей (катки, балансиры, плиты), как правило, следует рассчитывать как конструкции на упругом основании.

Допускается определять усилия в верхних балансирах всех опорных частей, в нижних балансирах неподвижных опорных частей в предположении равномерного распределения нагрузки по площади опирания.

8.4.10.6.2 При расчете опорных частей следует учитывать требования 6.3.10 и 6.4.5, а для подвижных опорных частей следует учитывать также эксцентриситеты передачи давления, равные продольным перемещениям катков, секторов и балансиров от нормативных нагрузок и воздействий.

Продольные перемещения подвижных опорных частей следует определять от постоянной нагрузки, временной вертикальной нагрузки с динамическим коэффициентом, деформации опор и их оснований, а также от температуры, указанной в 6.4.4. При этом для пролетных строений с отношением расстояния между фермами к пролету более 1:15 следует учитывать воздействие на неподвижные опорные части нагрузок, возникающих от перепада температур поясов главных ферм, равного 15 °С.

8.4.10.6.3 Заделку анкерного болта следует рассчитывать в соответствии с СНиП 2.03.01 (5.14) с введением при этом коэффициента условий работы $m = 0,7$.

8.4.10.6.4 Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опорных частей (при центральном угле касания поверхностей, более или равном 90°) следует выполнять по формуле

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_p m, \quad (245)$$

Расчет на диаметрально сжатие катков следует выполнять по формуле

$$\frac{F_1}{2rl} \leq R_{cd} m, \quad (246)$$

В Формулах (245) и (246):

F — давление на опорную часть, кН;

F_1 — давление на один наиболее нагруженный каток, кН;

r — радиус кривизны поверхности катка или шарнира, м;

l — длина катка или шарнира, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

R_p, R_{cd} — расчетные сопротивления соответственно местному смятию при плотном касании и диаметральному сжатию катков при свободном касании, МПа, принимаемые согласно 8.3.2.

8.5 Конструктивные требования

8.5.1 Общие положения

8.5.1.1 В железнодорожных мостах пролетные строения с отдельными балками и продольные балки проезжей части должны иметь продольные связи по верхним и нижним

поясам. Прикрепление продольных связей к стенкам балок в железнодорожных мостах не допускается.

«Открытые» пролетные строения (8.4.7.5) и «открытая» проезжая часть в железнодорожных мостах допускаются только при наличии технико-экономического обоснования и при условии закрепления свободных поясов жесткими рамами в плоскостях поперечных балок, а в проезжей части — поперечными связями.

При наличии элементов, жестко связывающих пояса балок или ферм (например, железобетонной или стальной плиты), допускается не устраивать продольных связей в соответствующей плоскости, если они не требуются по условиям монтажа.

В арочных пролетных строениях продольные связи следует устраивать в плоскости одного из поясов арок и в плоскости проезжей части, если она не имеет плиты; при решетчатых арках следует предусматривать поперечные связи между ними и продольные связи по обоим поясам.

8.5.1.2 В железнодорожных мостах при мостовом полотне с поперечинами расстояние между осями продольных балок следует назначать 1,90 м, а между осями главных балок (ферм), при отсутствии балочной клетки, — 2,00 м. При большем расстоянии между осями главных балок (ферм) следует предусматривать устройство железобетонной или стальной плиты.

8.5.2 Сечения элементов

8.5.2.1 Наименьшая толщина деталей элементов пролетных строений и опор принимается по расчету на прочность, устойчивость, выносливость, жесткость и колебания, но не менее указанной в Таблице 85.

8.5.2.2 В составных элементах решетчатых ферм следует соблюдать требование, чтобы отношение ζ расчетной ширины b к толщине t листов не превышало следующих значений:

- 60 — для вертикальных и горизонтальных листов коробчатых элементов;
- 45 — для горизонтальных листов Н-образных элементов;
- 20 — для листов со свободными (неокаймленными) свесами;
- 30 — для листов со свесами, окаймленными уголками или ребрами.

За расчетную ширину b листа следует принимать:

а) при обеих закрепленных продольных кромках:

1) для элементов с болтовыми соединениями — расстояние между ближайшими рисками болтов, присоединяющих данный лист к перпендикулярным ему листам или соединительным связям;

2) для сварных и прокатных элементов — расстояние между осями указанных листов;

б) при закреплении одной продольной кромки:

1) для элементов с болтовыми соединениями — расстояние от свободного края листа до ближайшей риски болтов;

2) для сварных и прокатных элементов — расстояние от свободного края листа до оси ближайшего листа, расположенного перпендикулярно данному.

8.5.2.3 В сжатых элементах Н-образного сечения толщина горизонтального листа должна составлять от толщины соединяемых листов t_f , не менее:

- $0,4t_f$ — в элементах с болтовыми соединениями;
- $0,6t_f$ — в сварных и прокатных элементах при $t_f \leq 24$ мм и $0,5t_f$ — при $t_f > 24$ мм.

8.5.2.4 При конструировании узлов ферм следует обеспечивать местную устойчивость сжатых зон узловых фасонок в соответствии с 8.4.7.8, при необходимости подкрепляя свободные кромки окаймляющими уголками или ребрами.

Таблица 85 - Минимальные толщины деталей элементов пролетных строений и опор

Детали конструкций	Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции, мм	
	в железнодорожных мостах и трубах под железную дорогу	в автодорожных, городских и пешеходных мостах и трубах под автомобильную дорогу
1 Листовые волнистые профили для металлических гофрированных труб обычного исполнения	2	1,5
2 То же, для труб северного исполнения	2,5	2
3 Листовые детали (за исключением указанных в поз. 4 – 9)	10	10
4 Узловые фасонки главных ферм и вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок	12	10
5 Узловые фасонки связей	10	8
6 Накладки в стыках ребер ортотропной плиты и планки	8	8
7 Прокладки	4	4
8 Горизонтальные опорные листы	20	20
9 Листы настила:		
- ортотропных плит	14	14
- ребер ортотропных плит	12	12
10 Уголки в основных элементах главных ферм и проезжей части	100×100×10	100×100×10
11 Уголки фланцевых креплений продольных и поперечных балок	100×100×12	100×100×12
12 Уголки в элементах связей	80×80×8	80×80×7
ПРИМЕЧАНИЕ Допускается следующая наибольшая толщина проката, мм:		
20 — для пакетов деталей, стягиваемых обычными болтами;		
60 — для сварных элементов из углеродистой и низколегированной сталей;		
16 — для стыковых накладок и узловых фасонных листов при применении фрикционных соединений.		

8.5.2.5 Двутавровые сварные балки следует проектировать из одного вертикального и двух горизонтальных листов, а коробчатые — из двух вертикальных и двух непосредственно соединенных с ними поясными швами горизонтальных листов.

Если требуемая толщина пояса сварной балки превосходит 60 мм и 50 мм (соответственно в конструкциях обычного и северного исполнения) допускается применение в поясах пакетов из двух листов.

Изменение сечения пояса следует осуществлять в зоне расположения его стыков, предусматривая скосы по ширине или по толщине, а при необходимости — то и другое одновременно с уклоном 1:8 — для растянутого пояса и 1:4 — для сжатого.

В поясах из двух листов следует применять листы, отличающиеся по ширине не менее чем на 100 мм. Для автодорожных и городских мостов допускается применение в поясах балок пакетов из листов одинаковой ширины, соединенных сварными швами, наложенными по соприкасающимся кромкам, с разделкой кромок на требуемую по расчету глубину.

8.5.2.6 Наружный лист пакета пояса, обрываемый в пролете балки с учетом указаний СН РК 3.03-12 (6.4.14), следует продолжить за место его теоретического обрыва на длину, обеспечивающую прикрепление 50 % площади сечения листа. При этом следует предусматривать: толщину этого листа на конце — 10 мм; симметричные скосы по ширине (со сведением на нет) — с уклоном 1:4; скос по толщине — с уклоном 1:8 для растянутого пояса и 1:4 — для сжатого. Для косых швов на конце листа следует предусматривать отношение катетов 1:2 (меньший катет — по вертикали) и механическую обработку для получения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов к основному металлу непрерываемого листа пояса.

8.5.2.7 В железнодорожных мостах при мостовом полотне с деревянными поперечинами следует обеспечивать центрированную передачу давления поперечин на стенки главных или продольных балок, при этом под нагрузкой должно быть исключено касание поперечинами элементов продольных и поперечных связей.

8.5.3 Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок

8.5.3.1 В опорных сечениях, в местах передачи сосредоточенных сил (кроме мест опирания мостовых поперечин), расположения поперечных связей в сплошных изгибаемых балках следует предусматривать поперечные ребра жесткости из полос, уголков или тавров.

Промежуточные поперечные, а также продольные ребра жесткости следует предусматривать в соответствии с расчетом местной устойчивости стенок для стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

При отсутствии местного давления продольные ребра жесткости следует располагать на расстоянии от сжатого пояса:

- при одном ребре — от $0,20h_w$ до $0,25h_w$;
- при двух или трех ребрах: первое ребро — от $0,15h_w$ до $0,20h_w$; второе ребро — от $0,40h_w$ до $0,50h_w$; третье ребро следует располагать, как правило, в растянутой зоне стенки.

Расчетную высоту стенки h_w следует принимать в соответствии с Приложением Т.

В балках со стенкой, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра не менее $(h_w/30) + 40$ мм, для одностороннего ребра — не менее $(h_w/24) + 50$ мм; толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

При укреплении стенки поперечными и продольными ребрами жесткости необходимо, чтобы моменты инерции их сечений должны удовлетворять нормам Таблицы 86 для поперечных ребер и Таблицы 87 — для продольного ребра (при одном продольном ребре).

Таблица 86 – Данные по моментам инерции сечений поперечных ребер жесткости

μ	$I_s/(h_w t_w^3)$ для поперечных ребер
0,75	0,80
0,62	1,44
0,50	2,8
0,40	4,6
0,33	6,6

ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:
 I_s — момент инерции сечения поперечного ребра, м⁴;
 h_w — расчетная высота стенки, м;
 t_w — толщина стенки балки, м;
 $\mu = a/h_w$; a — расстояние между осями поперечных ребер жесткости, м.

Таблица 87 – Данные по моментам инерции сечений продольных ребер жесткости

$\frac{h_1}{h_w}$	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра I_{sl}	Предельные значения I_{sl}	
		минимальные	максимальные, учитываемые в расчете
0,20	$(2,5 - 0,5a/h_w)a^2 t_w^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$7 h_w t_w^3$
0,25	$(1,5 - 0,4a/h_w)a^2 t_w^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$3,5 h_w t_w^3$
0,30	$1,5 h_w t_w^3$	—	—

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначения:
 h_1 — расстояние от оси продольного ребра жесткости до оси ближайшего пояса в сварных балках или до крайней риски поясных уголков в балках с болтовыми соединениями, м;
 a, h_w — см. Таблицу 86;
 I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра, м⁴;
 t_w — толщина стенки балки, м.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При вычислении I_{sl} для промежуточных значений h_1/h_w допускается линейная интерполяция.

В пролетных строениях мостов всех назначений допускается расположение ребер на одной стороне стенки, а также расположение односторонних поперечных и продольных ребер с разных сторон стенки.

Момент инерции односторонних ребер жесткости вычисляется относительно нейтральной оси составного сечения, в состав которого входит само ребро (плоское,

уголковое или тавровое) и участки стенки шириной $b_1 = \zeta_1 t$, определяемой по 8.4.7.8, где t — толщина сечения.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать согласно приведенным выше требованиям для поперечных ребер жесткости.

При необходимости постановки ребер с большим моментом инерции следует применять вместо полосовых поперечные ребра жесткости в виде уголков или тавров. Продольные ребра таврового сечения допускается применять для подкрепления стенки при расположении их внутри коробчатой части пролетного строения. В продольных ребрах из уголка вертикальная полка должна быть повернута вниз.

8.5.3.2 В ребрах жесткости, приваренных к стенке балки, в местах их примыкания к поясам балки, к ребрам жесткости другого направления, а в автодорожных мостах — и к фасонкам связей, приваренным к стенке балки, необходимо предусматривать скругленные вырезы высотой 120 и шириной 50 мм; у опорных ребер жесткости допускается уменьшать ширину выреза до 30 мм, а высоту — до 50 мм.

8.5.3.3 В местах передачи сосредоточенных сил следует предусматривать пригонку торцов ребер жесткости к листу пояса балки.

Концам промежуточных поперечных ребер жесткости сварных балок следует, как правило, плотно примыкать к поясным листам балок. Для обеспечения этого допускается во всех мостах установка на концах ребер специальных переходных деталей, в железнодорожных мостах — применение уголкового ребра жесткости, прикрепленного к стенке с помощью фрикционных соединений, а в автодорожных, городских и пешеходных — приварка ребер к поясам. При этом торцы поперечных ребер жесткости, к которым прикрепляются поперечные ребра ортотропной плиты автодорожной проезжей части, должны быть приварены к поясам балки независимо от типа исполнения конструкций и знака напряжений в поясе и с учетом требований 8.5.6.9. Допускается устройство обрывов промежуточных поперечных ребер жесткости на стенке вблизи поясов, с оформлением зоны обрыва ребра в соответствии с требованиями 8.5.6.6.

8.5.3.4 Продольные ребра жесткости в сварных балках следует применять лишь в тех случаях, когда обеспечение местной устойчивости за счет постановки одних поперечных ребер жесткости и изменения толщины стенки оказывается нецелесообразным.

8.5.3.5 Привариваемым к стенке или полке балки ребра жесткости, параллельные заводским или монтажным сварным стыковым швам стенки или полки, должны быть удалены от них на расстояние не менее $10t_w$ в конструкциях обычного исполнения и $20t_w$ — северного исполнения.

Перо или обушок уголка, используемый в виде ребра жесткости и прикрепляемый к стенке болтами, от стыкового сварного шва стенки следует быть удаленным на расстоянии не менее $5t_w$.

8.5.3.6 Ребра жесткости следует быть прикрепленными сплошными двусторонними швами.

Ребра жесткости и швы, прикрепляющие их к стенке, в местах пересечения стыковых швов стенки прерывать не допускается.

В пролетных строениях всех назначений и исполнений в местах пересечения ребер жесткости необходимо пропускать непрерывными продольные ребра и их швы, а поперечные ребра (кроме опорных) — прерывать и прикреплять к ним угловыми швами;

этим швам в растянутой зоне стенки следует иметь отношение катетов 1:2 (большой катет — на продольном ребре) и плавный переход к основному металлу.

При обрыве продольных ребер жесткости у болтового поперечного стыка стенки оформление зоны обрыва ребра следует отвечать требованиям 8.5.6.6.

8.5.4 Предварительно напряженные пролетные строения

8.5.4.1 В неразрезных балках постоянной высоты затяжки следует размещать в зонах максимальных положительных и отрицательных моментов.

Сечение предварительно напряженных балок со сплошной стенкой следует проектировать несимметричным с более развитым сжатым поясом.

8.5.4.2 Для предварительно напряженных балок необходимо предусматривать присоединение затяжки к поясу по длине балки не менее чем в четырех точках таким образом, чтобы при работе под нагрузкой обеспечивалось совместное их перемещение в боковом направлении и независимое в продольном направлении.

8.5.5 Сварные, фрикционные и болтовые соединения

8.5.5.1 Размеры угловых сварных швов следует назначать, по возможности, минимальными из расчета по прочности и выносливости, с учетом при этом указанных ниже технологических требований.

Продольные соединительные угловые швы коробчатых, тавровых и Н-образных элементов для сталей и толщин проката, указанных в Таблице 47, должны иметь расчетную высоту сечения не менее 4 мм, а швы, прикрепляющие ребра жесткости к стенке балки, а также продольные ребра ортотропной плиты к покрывающему листу, — не менее 3 мм.

Длине углового лобового или флангового шва следует быть не менее 60 мм и не менее шестикратного размера катета шва.

8.5.5.2 В сварных балках и составных элементах конструкций, сечения которых образуются с помощью соединительных швов, полное проплавление тавровых и угловых соединений не требуется, если свариваемые детали обрываются в одном сечении. При наличии обрыва не в одном сечении на длине 100 мм от обрыва следует предусматривать полное проплавление таврового или углового соединения свариваемых деталей.

В соединениях, работающих на отрыв, обеспечение полного проплавления обязательно.

Применение узлов с работой на отрыв деталей пакета, образованного с помощью нахлесточных угловых сварных швов, не допускается.

В угловых соединениях составных замкнутых герметичных элементов, образованных односторонними угловыми швами, глубине провара следует быть не менее 4 мм — при толщине более тонкого листа до 16 мм и не менее 5 мм — при толщине более тонкого листа свыше 16 мм.

Для соединения отдельных деталей и прикрепления элементов конструкций не следует применять прерывистые швы.

СП РК 3.03-112-2013

8.5.5.3 Номинальные диаметры отверстий под высокопрочные болты во фрикционных соединениях приведены в Таблице 88.

8.5.5.4 Соединения следует проектировать с возможно более компактным расположением высокопрочных и обычных болтов по нормам Таблицы 89.

8.5.5.5 Количество высокопрочных болтов следует принимать не менее двух:

- в прикреплениях связей главных ферм и проезжей части;
- в каждом продольном ряду прикрепления или стыковой накладки (считая от оси стыка).

Таблица 88 - Диаметры отверстий под высокопрочные болты

Группа соединений	Номинальный диаметр отверстий, мм, во фрикционных соединениях при номинальном диаметре болтов, мм			
	18	22	24	27
Стыки и прикрепления основных несущих элементов и связей, определяющие проектное положение конструкций	21	25	28	30
Прикрепления: связей, не определяющих проектного положения конструкций; стыковых накладок (рыбок) поясов продольных балок; тормозных связей и горизонтальных диафрагм проезжей части	23	28	30	33

Таблица 89 – Расположение высокопрочных и обычных болтов

Характеристика расстояний	Норма
<p>1 Расстояние между центрами болтов:</p> <p>а) минимальное в любом направлении;</p> <p>б) максимальное в любом направлении в крайних рядах при растяжении и сжатии:</p> <p>1) в листах;</p> <p>2) в уголках²⁾.</p> <p>в) максимальное в средних рядах:</p> <p>1) поперек усилия при растяжении и сжатии;</p> <p>2) вдоль усилия при растяжении;</p> <p>3) то же, при сжатии.</p>	<p>$2,5d^{1)}$</p> <p>$7d$ или $16t$ 160 мм</p> <p>$24t$ $24t$ $16t$</p>
<p>2 Расстояние от центра болта до края элемента:</p> <p>а) минимальное вдоль усилия и по диагонали;</p> <p>б) то же, поперек усилия:</p> <p>1) при кромках после механической обработки;</p> <p>2) при кромках прокатных или после газовой резки методом «смыв-процесс» и с кислородной завесой.</p> <p>в) максимальное.</p>	<p>$1,5d$</p> <p>$1,5d$ $1,3d$</p> <p>$8t$ или 120 мм</p>
<p>¹⁾ Для обычных болтов следует назначать $3,0d$.</p> <p>²⁾ При двухрядном расположении норма относится к ряду у пера.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:</p> <p>d — номинальный диаметр болта, мм;</p> <p>t — толщина наиболее тонкой детали, расположенной снаружи пакета, мм.</p>	

В прикреплении стержня на обычных болтах количество болтов в продольном ряду должно быть не менее: при одном ряде — 3; при двух рядах и более — 2; в выступающей полке уголкового коротыша — 5.

В стыках и креплениях растянутых и сжато-растянутых элементов количество болтов в двух первых поперечных рядах (считая от сечения элемента или накладки с полным усилием) следует принимать одинаковым. Количество болтов в последующих рядах следует увеличивать постепенно. В стыках и креплениях уголков с двухрядным расположением болтов первый болт должен быть расположен у обушка.

Число рядов болтов вдоль усилия (при выполнении 8.4.10.4.23) должно быть минимальным.

В продольных и поперечных стыках стенок балок допускается располагать болты с каждой стороны стыка в один ряд.

8.5.5.6 Диаметр болтов, поставленных в уголках основных элементов, следует принимать, как правило, не более $1/4$ ширины полки уголка.

Допускается в элементах связей, ребрах жесткости, диафрагмах и т. п. устанавливать болты диаметром 22 мм — в полке уголка шириной 80 мм и диаметром 24 мм — в полке уголка шириной 90 мм.

Во фрикционных соединениях с большим количеством высокопрочных болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

8.5.5.7 Непосредственно прикрепленная площадь элементов сквозных главных ферм в узлах и стыках должна составлять не менее 50 % всей рабочей площади элемента. При непрямом перекрытии площади сечения следует уменьшать эксцентриситет в прикреплении накладок и увеличивать их длину.

8.5.6 Детали конструкции

8.5.6.1 В конструкции не должно быть соприкасающихся несоединенных частей (кроме мест примыкания ребер жесткости к поясам балок), а также щелей, зазоров, пазух и корыт. В местах возможного скопления влаги следует устраивать дренажные отверстия диаметром не менее 50 мм.

Стальным канатам и пучкам высокопрочной проволоки, их анкерам, местам соединения и примыкания следует иметь надежную защиту от коррозии.

8.5.6.2 У растянутых элементов симметричного сечения, снабженных отверстиями для соединения их узловыми болтами-шарнирами, площадь нетто разреза, проходящего через болтовое отверстие, должна быть не менее 140 %, а разреза от торца элемента до болтового отверстия — не менее 100 % расчетного сечения элемента.

8.5.6.3 Ветви сжатых составных стержней с болтовыми соединениями, а также сжато-изогнутые сварные элементы в местах воздействия сосредоточенных сил следует подкрепить поперечными диафрагмами.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах ферм диафрагмы рекомендуется приваривать или прикреплять на болтах только к вертикальным листам с зазором между диафрагмами и горизонтальными листами не менее 50 мм.

8.5.6.4 Непосредственная приварка вспомогательных деталей (кронштейнов, элементов перил и тротуаров, навигационных знаков и сигналов и т.д.) к элементам

главных балок и балок проезжей части, а также к элементам решетчатых главных ферм не допускается. Приваривать эти детали допускается только к поперечным ребрам жесткости; в железнодорожных пролетных строениях северного исполнения указанные детали следует крепить на болтах.

Распорки и диагонали продольных связей, распорки поперечных связей не допускается приваривать непосредственно к поясам балок пролетных строений всех назначений.

В железнодорожных пролетных строениях не допускается также приварка элементов продольных и поперечных связей к ребрам жесткости и фасонкам связей, прокладок — к основным элементам, а в конструкциях северного исполнения — и противоугонных уголков к поясам балок.

8.5.6.5 Для обеспечения плавных (радиусом не менее 15 мм) переходов от металла шва к основному металлу в растянутых и сжато-растянутых на стадии эксплуатации поперечных стыках деталей и элементов железнодорожных пролетных строений должна предусматриваться механическая обработка; это требование распространяется на концевые участки поперечных стыковых швов стенки балок на протяжении 40 % высоты растянутой зоны, но не менее 200 мм, считая от растянутого пояса.

8.5.6.6 Для автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений при креплении горизонтальных фасонки продольных связей непосредственно встык к поясам сплошных балок следует предусматривать полное проплавление всей толщины фасонки и возможность его неразрушающего контроля.

Следует также предусматривать на концах фасонки выкружки и механическую обработку их вместе с концами швов для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к поясу.

8.5.6.7 Для автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений при крестовой и полураскосной системах продольных связей, расположенных в уровне, смещенном относительно поясов, для фасонки, привариваемых к стенке втавр, следует предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в 8.5.6.6. При этом для обеспечения устойчивости и устранения колебаний пояса относительно стенки должны быть поставлены на стенке балки поперечные ребра жесткости в плоскости каждого узла связей.

В случае если указанные фасонки пересекаются с поперечными ребрами жесткости, фасонки и их швы следует устраивать непрерывными; приварку элементов поперечного ребра жесткости к фасонке следует осуществлять угловыми швами с отношением катетов 1:2 (большой катет — на фасонке) и плавным переходом к основному металлу фасонки.

8.5.6.8 В цельносварных автодорожных, городских и пешеходных пролетных строениях элементы связей, присоединяемые внахлестку к фасонкам, следует прикреплять двумя фланговыми и двумя лобовыми швами согласно требованиям СН РК 3.03-12 (6.4.25); элементы связей из парных уголков, симметрично расположенных относительно фасонки, допускается прикреплять двумя фланговыми и одним лобовым (торцевым) швами.

Расстояние между швами креплений элементов связей и швами креплений фасонки к стенке балки, а также к поперечным ребрам жесткости следует принимать не менее 60 мм.

8.5.6.9 В случае приварки вертикальных диафрагм, ребер жесткости и фасонки к растянутому поясу в пролете поперечные швы, прикрепляющие указанные элементы, следует проектировать с отношением катетов 1:2 (большой катет — на пояс) и плавным переходом к основному металлу.

8.5.6.10 В конструкциях обычного исполнения противоугонные уголки допускается приваривать к верхнему поясу сварных балок продольными и поперечными угловыми швами. При этом для поперечных швов следует предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в 8.5.6.9 а также механическую обработку для получения плавных переходов (радиусом не менее 5 мм) к основному металлу.

8.5.6.11 В конструкциях деталей, изменяющих направление стального каната (отклоняющих устройств, оголовков пилонов и др.) или проволоки в канате (анкерных устройств), а также обжимающих канат (сжимов, хомутов подвесок и т. п.), следует применять желоба криволинейного поперечного сечения со скруглениями у торцов (в месте выхода каната) и укороченными (по сравнению с основанием) прижимными накладками, прокладки из алюминия в соответствии с 8.2.1, р или другого мягкого материала. При этом для исключения электрохимической коррозии контактирующие с алюминием стальные канаты и стальные детали указанных выше устройств должны быть защищены покрытиями из кадмия или цинка толщиной не менее 20 мкм.

8.5.7 Конструкция планок и перфорированных листов

8.5.7.1 Длину промежуточных планок l_s следует принимать не менее $0,75a$, где a — расстояние между рядами болтов (или сварными швами) прикрепления планки.

Концевые планки в сжатых и сжато-растянутых элементах следует предусматривать в 1,7 раза длиннее промежуточных, в растянутых элементах — в 1,3 раза. Концевые планки следует устанавливать возможно ближе к узлу.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах допускается выход перфорации на торец элемента.

8.5.7.2 Количество болтов для прикрепления одной стороны планки следует принимать не менее:

- 4 — для элементов, работающих только на временную нагрузку;
- 3 — для элементов, работающих на постоянную нагрузку;
- 2 — для нерабочих элементов.

8.5.8 Особенности конструкции болтосварных пролетных строений

8.5.8.1 В болтосварных пролетных строениях северного исполнения допускается применение стыковых, а в конструкциях обычного исполнения — также и накладных компенсаторов ослабления сечения элементов болтовыми отверстиями.

На концах стыковых компенсаторов ослабления (у стыка) следует предусматривать скосы и механическую обработку соединений в соответствии с требованиями 8.5.2.5 и 8.5.6.5.

В накладных компенсаторах ослабления следует предусматривать скосы по ширине с уклоном 1:1. Для косых швов следует принимать отношение катетов 1:2. Для обеспечения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов от шва к основному металлу следует предусматривать обработку косых швов на конце компенсатора. Косые швы и участки продольных швов до первого ряда отверстий должны обеспечивать полное прикрепление площади компенсатора. Ширине компенсатора из стали марок 16Д, 15ХСНД, 15ХСНДА и 10ХСНД, 10ХСНДА, 390-14Г2АФД и 390-15Г2АФДпс следует быть соответственно не более 44, 38 и 36-кратной его толщины. При большей требуемой ширине необходимо применять два отдельных компенсатора, расстояние между их швами следует принимать не менее 60 мм. Расстояние от центра болта до края компенсатора следует принимать не менее удвоенного диаметра отверстия под болт.

8.5.8.2 Для решетчатых болтосварных ферм автодорожных, городских и пешеходных пролетных строений обычного исполнения допускается применение узловых фасонки-вставок и фасонки-приставок, соединяемых с поясами с помощью сварки.

Узловые фасонки-вставки и фасонки-приставки должны иметь плавные переходы (радиусом не менее 250 мм) к поясу. Расстояние от стыка пояса и фасонки-вставки до начала выкружки в ней следует принимать не менее 70 мм. Для стыковых швов фасонки-вставок растянутого и сжато-растянутого поясов следует предусматривать механическую обработку, отвечающую требованиям 8.5.6.5.

У фасонки-приставок следует предусматривать полное проплавление всей толщины и возможность его неразрушающего контроля, а также механическую обработку концов фасонки.

8.5.8.3 Длину поясных листов продольных и поперечных балок допускается принимать менее длины стенки, при условии устройства на углах стенки прямоугольных скругленных (радиусом 15 мм) вырезов, вертикальная грань которых совпадает с торцом обрываемого поясного листа.

Подобные вырезы следует иметь также фасонкам, привариваемым к верхнему поясу поперечной балки для увеличения высоты ее стенки в зоне прикрепления к главным фермам. Конструкции сопряжения конца фасонки с поясом поперечной балки следует соответствовать требованиям 8.5.6.6 и 8.5.6.7.

При необходимости устройства обрыва пояса двутавровой балки без образования вышеуказанного выреза в стенке следует предусматривать следующее: пояс к месту обрыва должен быть скошен по толщине до 6 мм с уклоном 1:8 и по ширине до 32 мм с уклоном 1:4; прикрепление к стенке балки на протяжении скошенной части пояса должно иметь полное проплавление. Следует предусматривать также механическую обработку конца пояса для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к стенке (в обеих плоскостях).

8.5.9 Конструкция ортотропной плиты проезжей части

8.5.9.1 Толщину листа настила в автодорожных и городских мостах t_{\min} следует принимать не менее 14 мм и не менее значения, полученного по формуле

$$t_{\min} = a \sqrt[3]{\frac{\xi P}{E}}, \quad (247)$$

где a — расстояние между продольными ребрами;

P — максимальное давление на лист от сосредоточенной нагрузки, определяемое с учетом его распределения конструкцией полотна;

$\xi = 7,8$ или $15,6$ — значения коэффициента, принимаемые для конструкций ортотропных плит с продольными ребрами соответственно полосового и фасонного профилей.

8.5.9.2 Продольные ребра в местах пересечений со стенками поперечных балок не должны прерываться. В автодорожных, городских и пешеходных мостах продольные ребра следует пропускать сквозь вырезы в стенках поперечных балок и приваривать на заводе угловыми швами к вертикальной грани выреза в стенке или в опорной пластинке (Приложение У, Таблица У.1, поз. 17). Приварка торцов продольных ребер к стенкам поперечных ребер не допускается.

8.5.10 Конструкция опорных частей

8.5.10.1 Балочные пролетные строения пролетом более 25 м должны иметь подвижные опорные части шарнирно-каткового или секторного типа.

Допускается (в сейсмических районах - рекомендуется) применение опорных частей с использованием полимерных материалов.

8.5.10.2 При расстоянии между центрами опорных частей, расположенных на одной опоре, более 15 м следует обеспечивать поперечную подвижность одной из опорных частей посредством устройства всесторонне подвижных опорных частей или другим способом.

В железнодорожных мостах нижние балансиры неподвижных опорных частей и плиты подвижных опорных частей крепятся к опорам анкерными болтами.

В случае невыполнения требований 5.5.5 концы пролетных строений следует прикрепить к опорам анкерными болтами по расчету.

9 СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1 Общие требования

9.1.1 Требования настоящего раздела следует соблюдать при проектировании пролетных строений, в которых железобетонная плита объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы.

9.1.2 Требования к качеству и расчетные характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций, а также не предусмотренные в настоящем разделе указания по расчету и конструированию следует принимать согласно Разделам 5 - 8.

9.1.3 Расчеты следует выполнять, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей. Податливость швов объединения следует учитывать для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями длиной менее 8 м.

9.1.4 В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $n_b = E_{st}/E_b$, где $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа — модуль упругости конструкционного металла стальной части, E_b — модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, определяемый по 7.2.14.

9.1.5 Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций следует принимать по Таблице 90. Как правило, неупругие деформации следует также учитывать при определении усилий в элементах статически неопределимых систем. Допускается приближенный учет неупругих деформаций бетона с использованием при этом условных модулей упругости в соответствии с Приложениями X и Ц.

Таблица 90 - Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций

Нагрузки и воздействия	Неупругие деформации, учитываемые в расчетах						
	по прочности и устойчивости	на выносливость		по трещиностойкости		вертикальной и горизонтальной жесткости	ординат строительного подъема (для конструкций со сборной плитой)
		статически определенных пролетных строений железно-дорожных мостов	пролетных строений авто-дорожных и городских мостов	по образованию трещин	по раскрытию трещин		
Постоянные	<i>kr, us</i>	<i>vkr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	—	<i>kr, us</i>
Временные вертикальные	<i>cr, pl</i>	<i>vkr, us</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>wud</i>
Температурные и усадочные	<i>cr, pl</i>	—	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	—
Временные поперечные горизонтальные	<i>pl</i>	—	—	—	—	<i>wud</i>	—
При транспортировании, монтаже, предварительном напряжении и регулировании	<i>wud</i>	—	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	<i>wud</i>
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения: <i>kr</i> — ползучесть бетона; <i>us</i> — обжатие поперечных швов сборной железобетонной плиты; <i>vkr</i> — виброползучесть бетона; <i>cr</i> — поперечные трещины в железобетоне (от всей совокупности действующих нагрузок); <i>pl</i> — ограниченные пластические деформации стали и бетона (от всей совокупности действующих нагрузок и только при проверке сечения); <i>wud</i> — без учета неупругих деформаций; «—» — расчет не производится.							

9.1.6 Ползучесть бетона следует учитывать при определении усилий и моментов от постоянных нагрузок и воздействий, если наибольшие напряжения в бетоне от них превышают $0,2R_b$, где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию по 7.2.6.

При определении влияния ползучести бетона на сталежелезобетонную конструкцию следует, как правило, учитывать изгибную жесткость железобетонной части конструкции $E_b I_b$.

Ползучесть бетона допускается учитывать приближенно согласно Приложению X, если $E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$, где $E_{st} I_s$ — изгибная жесткость стальной части конструкции.

Потери натяжения напрягаемой арматуры от ползучести бетона, а также дополнительные деформации от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты следует определять в соответствии с Приложением X.

9.1.7 Расчет на выносливость зон железнодорожных мостов, в которых временная нагрузка увеличивает сжимающие напряжения в бетоне, следует выполнять с учетом виброползучести бетона согласно Приложению X.

9.1.8 Усадку бетона следует учитывать при расчетах на температурные воздействия. При этом разгружающее влияние усадки бетона не учитывается.

Предельную относительную деформацию усадки бетона ε_{shr} следует принимать равной 2×10^{-4} — для монолитной плиты и 1×10^{-4} — для сборной плиты.

Допускается уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения от усадки бетона определять в соответствии с Приложением Ц.

Ползучесть бетона от усадочных напряжений допускается учитывать путем применения в расчетах условного модуля упругости бетона $E_{ef,shr} = 0,5 E_b$.

9.1.9 В расчетах на температурные воздействия следует учитывать разность температур железобетонной и стальной частей сечения. Разность температур следует определять, как правило, на основании теплофизических расчетов.

Расчеты на температурные воздействия допускается выполнять, принимая распределение температур в сечении неизменным по длине сталежелезобетонного пролетного строения и исходя из следующих нормативных наибольших значений разности температур $t_{n,max}$ железобетонной плиты и стальной конструкции:

а) для пролетных строений со стальными балками со сплошной стенкой при езде поверху (Рисунок 14 а):

- в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, и балка подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей при наклоне их к горизонту 30° и более, — 30°C ;

- в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, но балка не подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей, — 15°C ;

- в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, — минус 15°C ;

б) для пролетных строений с решетчатыми главными фермами при езде поверху:

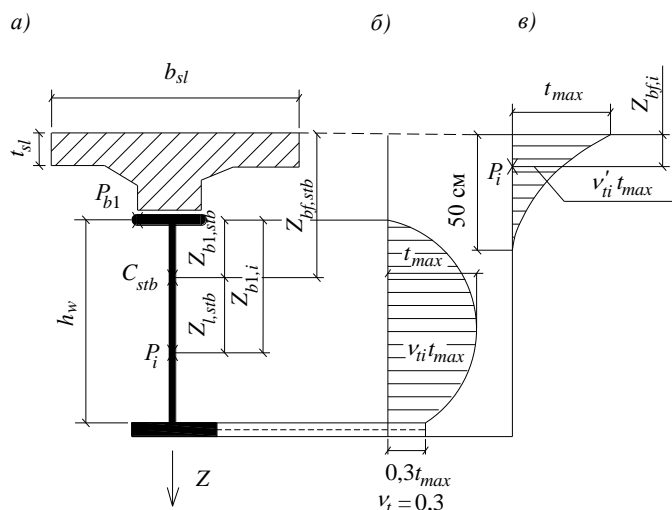
- в случае, когда температура стальных элементов фермы выше, чем железобетона, независимо от условий освещения солнцем, — 15°C ;

- в случае, когда температура стальных элементов фермы ниже, чем железобетона, — минус 10°C ;

в) для пролетных строений с главными балками со сплошной стенкой или с решетчатыми главными фермами и расположенной между ними железобетонной плитой с ездой понизу или посередине:

- в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, — 20 °С;
- в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, — минус 15 °С;

г) для пролетных строений железнодорожных мостов с безбалластной плитой в проезжей части и в пролетных строениях автодорожных и городских мостов с ездой поверху без (до) устройства на железобетонной плите проезжей части одежды ездового полотна в случае, когда температура железобетона выше, чем стали, — 20 °С.



а) — схема поперечного сечения; б) — криволинейная эпюра разности температур по высоте стальной части сечения; в) — криволинейная эпюра разности температур для верхней части сечения балки.

Рисунок 14 — Поперечное сечение сталежелезобетонной конструкции и расчетные эпюры разности температур

Усилия и напряжения от температурных воздействий следует определять:

- в соответствии с перечислением а) — с принятием по высоте стальной части сечения криволинейной эпюры разности температур (Рисунок 14 б) с ординатой в i -й точке

$$t_{ni} = t_{n,\max} v_{ti} = t_{n,\max} \sqrt{3,91 \frac{Z_{b1,i}}{h_w} - 3,82 \left(\frac{Z_{b1,i}}{h_w} \right)^2}, \quad (248)$$

где $Z_{b1,i}$, h_w — см. Рисунок 14 а;

- в соответствии с перечислениями б) и в) — с принятием прямоугольной эпюры разности температур по всей высоте стальной части сечения;
- в соответствии с перечислением г) — с принятием криволинейной эпюры разности температур по Рисунку 14 в и с ординатой в i -й точке:

$$t_{ni} = t_{n,\max} v'_{ti} = t_{n,\max} \left(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1 \right)^2, \quad (249)$$

где $Z_{bf,i}$ — см. Рисунок 14 в.

В пролетных строениях с ездой поверху стальную часть коробчатого сечения допускается условно разделять на балки двутаврового сечения и при этом учитывать разность температур согласно Рисунку 14 б.

Допускается уравновешенные в пределах поперечных сечений напряжения от изменений температуры определять в соответствии с Приложением Ц.

9.1.10 Растянутую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости. Категории требований по трещиностойкости следует принимать согласно 7.5.1.1.

Жесткость при растяжении железобетонной плиты с учетом образовавшихся трещин определяется выражением $E_r A_r / \psi_{cr}$, где E_r , A_r — соответственно модуль упругости, МПа, и площадь сечения продольной арматуры плиты, м^2 ; ψ_{cr} — коэффициент, учитывающий частичное вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение и принимаемый по Таблице 91.

В статически неопределимых системах усилия следует определять с учетом влияния наличия поперечных трещин в железобетонной плите.

Для сборной необжатой железобетонной плиты, у которой продольная арматура не стыкуется, жесткость при растяжении следует принимать равной нулю.

Таблица 91 – Коэффициент, учитывающий частичное вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение

Арматура	Значение коэффициента ψ_{cr} для		
	железнодорожных мостов при расчете		автодорожных и городских мостов при расчетах по прочности и трещиностойкости
	по прочности	по трещиностойкости	
Гладкая; пучки высокопрочной проволоки; стальные канаты	1,00	1,00	0,70
Периодического профиля	1,00	0,75	0,50

9.1.11 Учитываемую в составе сечения расчетную ширину железобетонной плиты b_{sl} следует определять как сумму расчетных значений свесов плиты в обе стороны от оси стальной конструкции (Рисунок 15). Расчетную величину свеса плиты следует, как правило, определять пространственным расчетом; допускается принимать значение свеса в соответствии с Таблицей 92.

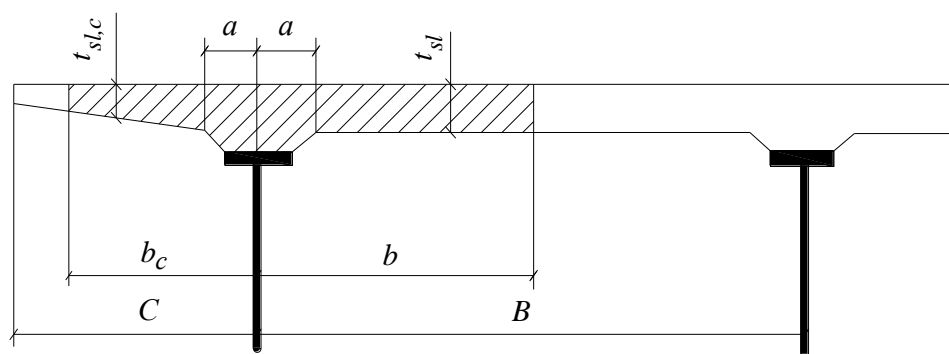


Рисунок 15 — Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

Таблица 92 - Положение свеса плиты относительно стальной части

Положение свеса плиты относительно стальной части, обозначение свеса	Параметр плиты l	Расчетное значение свеса плиты
Свес в сторону соседнего стального элемента b	Свыше $4B$ Менее $4B$	$B/2$ $a + 6t_{sl}$, но не более $B/2$ и не менее $l/8$
Свес в сторону консоли b_c	Свыше $12C$ Менее $12C$	C $a + 6t_{sl,c}$, но не более C и не менее $l/12$
<p>ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:</p> <p>a — половина ширины железобетонного ребра или вута, а при их отсутствии — половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса, м;</p> <p>$t_{sl}, t_{sl,c}$ — средняя толщина железобетонной плиты соответственно в пролете и на консоли (за вычетом ребра или вута), м;</p> <p>l — параметр плиты, м, равный:</p> <ul style="list-style-type: none"> - длине пролета — для главных балок или ферм; - длине панели — для продольных балок проезжей части; - расстоянию между главными фермами или ширине железобетонной плиты поперек моста, если она меньше этого расстояния, — для поперечных балок проезжей части; <p>B — расстояние между осями стальных конструкций, равноценных по жесткости (см. Рисунок 15), м;</p> <p>C — конструктивный консольный свес плиты от оси стальной конструкции (см. Рисунок 15).</p>		

9.1.12 Площадь железобетонной плиты A_b , а в расчетах на кручение — также ее толщину t_{sl} и ширину ребра или вута следует принимать деленными на коэффициент приведения n_b согласно 9.1.4. При учете неупругих деформаций допускается использовать коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона, определяемым в соответствии с Приложениями X и Ц.

Площадь продольной арматуры, имеющей сцепление с бетоном, следует принимать деленной на коэффициент приведения $n_r = E_{st} / E_r$, где E_r — модуль упругости ненапрягаемой E_{rs} или напрягаемой E_{rp} арматуры, принимаемый по Таблице 35.

Подливку, одежду ездового полотна и верхнее строение железнодорожного пути в составе расчетного поперечного сечения учитывать не следует.

9.1.13 Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто.

Ослабление сечений болтовыми отверстиями учитывается согласно 8.4.1.5.

9.1.14 Прочность и устойчивость стальных балок при монтаже проверяют согласно 8.4.4.6, 8.4.4.7 и 8.4.7.4.

Прочность и трещиностойкость конструкций и их элементов при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже следует проверять в предположении упругой работы стали и бетона. Проверку следует осуществлять без учета ползучести, усадки бетона и обжатия поперечных швов, но с учетом влияния потерь предварительного напряжения согласно Разделу 7.

9.2 Расчет сталежелезобетонных конструкций

9.2.1 Расчет по прочности

9.2.1.1 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие положительного изгибающего момента, вызывающего в верхнем поясе сжатие, следует выполнять по формулам Таблицы 93 по одному из расчетных случаев А, Б или В (Рисунок 16) в зависимости от значений напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты и напряжения в продольной арматуре σ_r , отвечающего деформации бетона при напряжении σ_b .

Таблица 93 - Формулы для проверок прочности

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях		
	А	Б	В
Критерии: соотношения жесткостей	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—	—
напряжений в бетоне*	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \geq m_b R_b$	
напряжений в расчетной продольной арматуре*	$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} < m_r R_r$		$\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} \geq m_r R_r$
Проверки: железобетона*	—	—	$\frac{k}{E_{st}} \left(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{bs}} \right) - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq \varepsilon_{b, \lim}$
стального верхнего пояса*	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_1 m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$	
стального нижнего пояса*	$\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, r}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, r}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$

* Сжатие — «+», растяжение — «-».

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначения:

$M = M_1 + M_2$ — полный изгибающий момент (принимают так же, как и M_1 и M_2 с соответствующим знаком);

M_1 — изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции), кН·м;

Таблица 93 - Формулы для проверок прочности
(продолжение)

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях		
	А	Б	В
<p>M_2 — изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция), определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменений температуры, кН·м;</p> <p>σ_{bi}, σ_{ri} — уравновешенные в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, МПа, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры (за исключением случая, когда температура железобетонной плиты, согласно 9.1.9, г, выше, чем стали, и расчеты производят по формулам Таблиц 93 – 95) соответственно в бетоне и в продольной арматуре;</p> <p>$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$ — площадь нетто поперечного сечения стальной балки, м²;</p> <p>$A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r = A_{rs}$ — площади элементов поперечного сечения соответственно стальных нижнего и верхнего поясов, стальной вертикальной стенки, бетона плиты, продольной ненапрягаемой арматуры плиты, м²;</p> <p>$W_{b, stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b, stb}}; W_{s1, s} = \frac{I_s}{Z_{s1, s}}; W_{s2, s} = \frac{I_s}{Z_{s2, s}}$ — моменты сопротивления, м³;</p> <p>$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$ — условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона, м³;</p> <p>I_{stb}, I_s — моменты инерции нетто соответственно сталежелезобетонного поперечного сечения балки, приведенного к стали, и поперечного сечения стальной балки, м⁴;</p> <p>$Z_{b, stb}, Z_{bs}, Z_{s1, s}, Z_{s2, s}$ — расстояния, указанные на Рисунке 16;</p> <p>$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}}$ — коэффициент приведения, принимаемый по 9.1.12;</p> <p>n_b — коэффициент приведения, принимаемый по 9.1.4;</p> <p>$\varepsilon_{b, lim} = 0,0016$ — предельная (для сталежелезобетонных конструкций) относительная деформация бетона на уровне центра тяжести его поперечного сечения;</p> <p>$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$ — расчетные сопротивления соответственно материала стальной конструкции по 8.3.1 и 8.3.2, бетона сжатию по 7.2.6, ненапрягаемой продольной арматуры по 7.3.5;</p> <p>$\alpha_3 = 1 + \eta(\alpha - 1)$ — поправочный коэффициент к моменту сопротивления при расчете прочности стальной балки на совместное действие изгибающего момента и осевой силы;</p> <p>$\alpha_4 = \frac{\alpha_3}{m_1}$ — поправочный коэффициент к моменту сопротивления при проверке стального верхнего пояса, принимаемый не менее 1,0;</p> <p>α — коэффициент, принимаемый по 8.4.2.2.1;</p> <p>η — коэффициент, принимаемый по Таблице 94;</p> <p>m — коэффициент условий работы стальной конструкции, принимаемый по 8.3.13;</p> <p>m_b — коэффициент условий работы бетона, принимаемый по 7.2.7;</p> <p>m_r — коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по 7.2.11 – 7.3.13;</p> <p>$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$ — коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1,2;</p> <p>k — коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций; при этом $k = 1$, если $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{s2, s}} \leq m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s}$;</p>			

Таблица 93 - Формулы для проверок прочности
(продолжение)

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях		
	А	Б	В
<p>в случае, если $mR_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs}N_{br,R}}{W_{s2,s}} \leq [1 + \eta(\alpha - 1)] \left(mR_y + \frac{N_{br,R}}{A_s} \right)$,</p> <p>$k$ определяют интерполяцией между предельными значениями $k = 1,0$ и $k = 1,0 + \frac{0,0009E_{st}}{mR_y}$.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Таблицах 93 – 95 обозначено:</p> <p>$N = N_{br} = A_b\sigma_b + A_r\sigma_r$ — для случаев А и Г;</p> <p>$N = N_{br,R} = A_bR_b + A_r\sigma_r$ — для случая Б при проверке нижнего пояса;</p> <p>$N = N_{br,R} = A_bR_b + A_rR_r$ — для случая Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В;</p> <p>$N = N_{rR} = A_rR_r$ — для случая Д при проверке верхнего пояса;</p> <p>$N = N_r = A_r\sigma_r$ — но не более A_rR_r — для случая Д при проверке нижнего пояса.</p>			

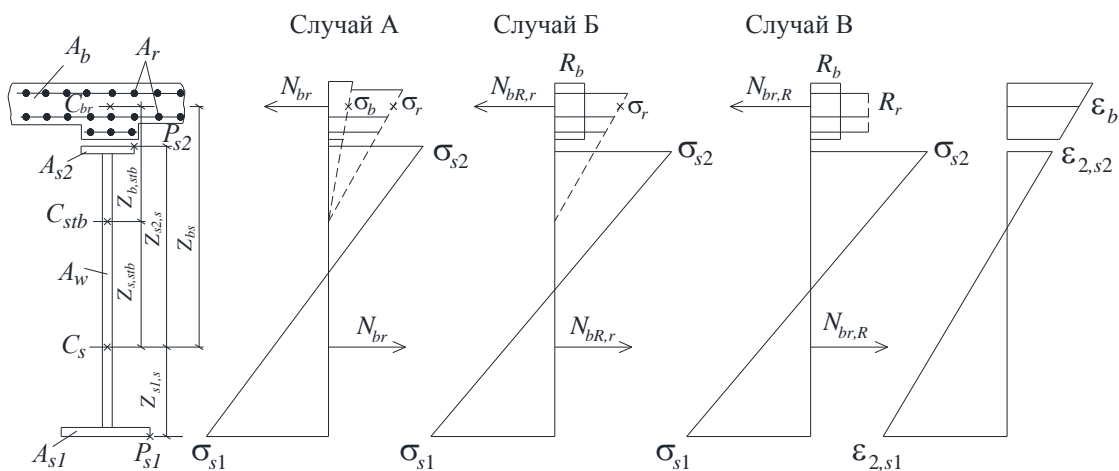


Рисунок 16 — Усилия, напряжения и деформации в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем положительный изгибающий момент

Таблица 94 - Значения коэффициентов η

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Значение коэффициента η при $N/A_s mR_y$, равном														
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,7
0	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>0,99</u>	<u>0,98</u>	<u>0,96</u>	<u>0,95</u>	<u>0,92</u>	<u>0,88</u>	<u>0,83</u>	<u>0,75</u>	<u>0,63</u>
	1,0	0,98	0,94	0,90	0,87	0,81	0,75	0,67	0,58	0,45	0,28	0,52	0,68	0,76	0,82
0,2	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>	<u>1,02</u>	<u>1,03</u>	<u>1,04</u>	<u>1,05</u>	<u>1,06</u>	<u>1,07</u>	<u>1,06</u>	<u>1,05</u>	<u>1,02</u>	<u>0,99</u>	<u>0,90</u>	<u>0,75</u>
	1,0	0,97	0,92	0,87	0,80	0,70	0,57	0,38	0,49	0,61	0,72	0,82	0,91	0,99	1,05
0,4	<u>1,0</u>	<u>1,04</u>	<u>1,08</u>	<u>1,12</u>	<u>1,14</u>	<u>1,16</u>	<u>1,19</u>	<u>1,20</u>	<u>1,21</u>	<u>1,20</u>	<u>1,18</u>	<u>1,16</u>	<u>1,13</u>	<u>1,09</u>	<u>1,04</u>
	1,0	0,90	0,8	0,67	0,52	0,34	0,53	0,68	0,84	0,98	1,12	1,22	1,30	1,38	1,42

Таблица 94 - Значения коэффициентов η
(продолжение)

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Значение коэффициента η при $N/A_s mR_y$, равном														
A_{s1}	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,7
0,6	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,10</u> 0,84	<u>1,19</u> 0,64	<u>1,28</u> 0,40	<u>1,35</u> 0,56	<u>1,40</u> 0,75	<u>1,44</u> 0,95	<u>1,46</u> 1,13	<u>1,47</u> 1,30	<u>1,46</u> 1,45	<u>1,45</u> 1,58	<u>1,42</u> 1,69	<u>1,39</u> 1,76	<u>1,35</u> 1,84	<u>1,30</u> 1,90
0,8	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,20</u> 0,61	<u>1,39</u> 0,51	<u>1,55</u> 0,84	<u>1,70</u> 1,12	<u>1,83</u> 1,36	<u>1,93</u> 1,60	<u>1,98</u> 1,86	<u>2,00</u> 2,08	<u>2,02</u> 2,29	<u>2,01</u> 2,47	<u>1,99</u> 2,52	<u>1,97</u> 2,50	<u>1,91</u> 2,46	<u>1,84</u> 2,38
1,0	<u>1,0</u> 1,0	<u>1,29</u> 1,29	<u>1,63</u> 1,63	<u>2,04</u> 2,04	<u>2,47</u> 2,47	<u>2,86</u> 2,86	<u>3,20</u> 3,20	<u>3,38</u> 3,38	<u>3,49</u> 3,49	<u>3,56</u> 3,56	<u>3,57</u> 3,57	<u>3,53</u> 3,53	<u>3,43</u> 3,43	<u>3,29</u> 3,29	<u>3,05</u> 3,05

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Случаи А, Б и В следует принимать по 9.2.1.1 (Рисунок 16), Г и Д — по 9.2.1.3 (Рисунок 17).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 A_{s2} — меньший по площади пояс стальной балки.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Над чертой приведены значения η для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в меньшем по площади поясе стальной балки; под чертой — для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в большем по площади поясе стальной балки.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Нормальную силу N следует принимать растягивающей стальную балку при сжимающих напряжениях в железобетонной плите и сжимающей стальную балку — при растягивающих напряжениях в железобетонной плите и арматуре (в формулы силу N в обоих случаях необходимо подставлять со знаком «плюс»).

Таблица 95 - Формулы для проверок прочности

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях	
	Г	Д
Критерии: соотношения жесткостей	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$	—
напряжений в бетоне*	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$	$\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \leq 0,1 m_b R_b$
Проверки: напряжений в продольной арматуре железобетона*	—	$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b, sv} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r, sv}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{sv}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$
стального верхнего пояса*	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_5 W_{s2, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_2 m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_{rR}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{rR}}{A_s} \leq m R_y$
стального нижнего пояса*	$\frac{-M + Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{-M - Z_{rs} N_r}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_r}{A_s} \leq m R_y$

* Сжатие — «+», растяжение — «-».

ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения:

$M, M_1, M_2, \sigma_{bi}, \sigma_{ri}, A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r, A_s, W_{b, stb}, W_{s2, s}, W_{s1, s}, n_r, n_b, R_y, R_b, R_r, \alpha_3, \eta, m, m_r, m_b$ — см. обозначения к Таблице 93;

Таблица 95 - Формулы для проверок прочности
(продолжение)

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях	
	Г	Д
$A_{sv} = A_s + \frac{A_r}{n_r \Psi_{cr}}, W_{r,sv} = \frac{I_{sv}}{Z_{r,sv}}, I_{sv}$ — соответственно площадь, момент сопротивления и момент инерции поперечного сечения нетто стальной конструкции балки, работающей совместно с продольной арматурой площадью $\frac{A_r}{\Psi_{cr}}$ (приведенной к материалу стальной конструкции); $Z_{bs}, Z_{b,sv}, Z_{rs}, Z_{r,sv}$ — расстояния по Рисунку 17; $\alpha_5 = \frac{\alpha_3}{m_2}$ — поправочный коэффициент, принимаемый не менее 1,0; $m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{mR_y} \frac{A_b}{A_{s2}}$ — коэффициент условий работы верхнего стального пояса, принимаемый не более 1,2.		

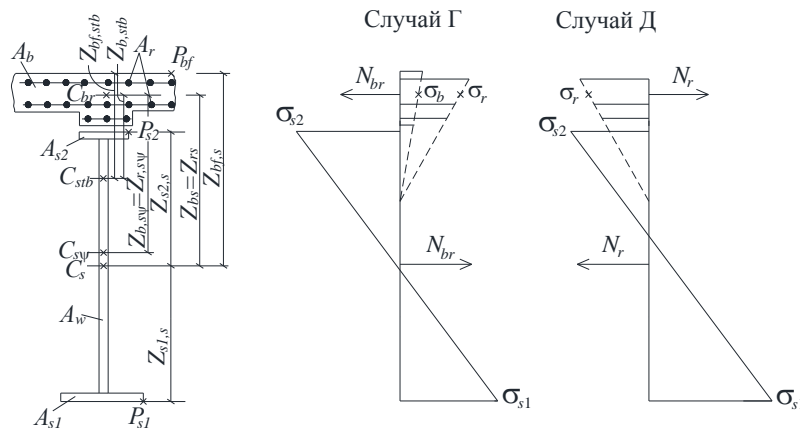


Рисунок 17 — Усилия и напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем отрицательный изгибающий момент

9.2.1.2 При расположении нейтральной оси сечения в пределах высоты железобетонной плиты и напряжениях в растянутой части плиты, превышающих $m_b R_{bt}$ по 7.2.6 и 7.2.7, в состав сечения следует включать только сжатую часть бетона. Проверку прочности сечения следует выполнять с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте железобетонной плиты.

9.2.1.3 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие отрицательного изгибающего момента, вызывающего в верхнем поясе растяжение, следует выполнять по формулам Таблицы 95 по одному из расчетных случаев Г или Д (Рисунок 17) в зависимости от значения напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты.

9.2.1.4 Расчет по прочности более сложных сечений (например, напрягаемых высокопрочной арматурой, двухплитных, при совместном действии изгибающего момента и внешней осевой силы) следует выполнять с учетом их напряженного состояния и конструктивных особенностей, руководствуясь указаниями 9.2.1.1 – 9.2.1.3.

Для сечения с высокопрочной арматурой усилия предварительного напряжения следует учитывать на стадии натяжения арматуры как внешнюю нагрузку. На последующих стадиях работы при определении разгружающих усилий N высокопрочную арматуру следует учитывать с бетоном и ненапрягаемой продольной арматурой, при этом следует дополнительно выполнить проверку прочности высокопрочной арматуры. В случае Д высокопрочную арматуру следует проверять с учетом увеличения усилия в ней при ограниченном развитии пластических деформаций в стальной конструкции.

При действии на сечение наряду с изгибающими моментами M также внешних осевых усилий N_e следует учитывать дополнительные изгибающие моменты, возникающие от изменения положения центра тяжести рассматриваемой части сечения.

9.2.1.5 Расчет по прочности сечений с железобетонной плитой, работающей на местный изгиб в продольном направлении, следует выполнять для расчетных случаев А, Б, В, Г и Д, при этом плиту в случаях Б, В и Д следует рассчитывать по предельному равновесию как внецентренно сжатый или внецентренно растянутый железобетонный стержень в соответствии с 7.4.5.1, 7.4.5.2, 7.4.5.4, 7.4.5.5, 7.4.7.1 и СН РК 3.03-12 (6.3.23), а в расчете всего сечения следует учитывать разгрузку стальной его части равнодействующей сжимающих или растягивающих продольных сил, воспринимаемых плитой.

9.2.2 Расчет на выносливость

9.2.2.1 Расчет на выносливость следует выполнять: для стальной и железобетонной частей конструкции, а также для конструкций объединения железобетона со сталью железнодорожных мостов; только для стальной части конструкции и креплений конструкций объединения и плиты проезжей части автодорожных, городских и пешеходных мостов. При этом высокопрочную арматуру, имеющую сцепление с бетоном, следует относить к железобетонной части, а не имеющую сцепления — к стальной.

В расчетах на выносливость следует учитывать неупругие деформации бетона согласно 9.1.5 – 9.1.7 и Приложению Х.

Температурные воздействия, усадку бетона и горизонтальные нагрузки в расчетах на выносливость допускается не учитывать.

В состав сечения при определении $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ следует включать ту часть бетона, в которой при рассматриваемом загрузении отсутствует растяжение.

Проверку выносливости следует выполнять с учетом требований, изложенных в 7.4.13.1-7.4.13.4 и 8.4.9.1.

9.2.2.2 Расчет на выносливость сталежелезобетонной балки железнодорожного моста с ненапрягаемой арматурой в железобетонной части сечения следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{2w}}{n_{vkr} W'_{bf, stb}} \leq m_{b1} R_b, \quad (250)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1w}}{W_{s1, s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s1, stb}} \leq m \alpha_2 \gamma_{w, s1} R_y, \quad (251)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{1w}}{W_{s2,s}} + \frac{M_{2w}}{W'_{s2,stab}} \leq m\alpha_2 \gamma_{w,s2} R_y. \quad (252)$$

где M_{1w} — изгибающий момент первой стадии работы, кН·м, от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость;

M_{2w} — изгибающий момент второй стадии работы, кН·м, от нагрузок, учитываемых в расчетах на выносливость, включая изгибающие моменты от виброползучести бетона в статически неопределимых системах;

$W'_{i,stab}$ — момент сопротивления нетто сталежелезобетонного сечения для фибры $i(b_f, s_1, s_2)$, м³, определенный при коэффициенте приведения бетона к стали $n_{vkr} = E_{st}/E_{ef,kr}$;

здесь E_{vkr} — условный модуль упругости бетона с учетом его виброползучести по Приложению X;

m_{b1} — коэффициент условий работы бетона под многократно повторяющейся нагрузкой по 7.2.8.

Остальные обозначения соответствуют принятым в 7.4.13.4, 8.4.9.1, 9.2.1.1 и на Рисунке 16.

При наличии концентраторов напряжений на стенке балки следует проверить выносливость и этих точек сечения с подстановкой в Формулы (251) и (252) соответствующих значений моментов сопротивления и коэффициента γ_w .

9.2.3 Расчет по трещиностойкости

9.2.3.1 Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями 7.5.1.1-7.5.3.7 и 9.1.10. При этом в расчетах по образованию трещин предельные значения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне следует сопоставлять с напряжениями в крайней фибре бетона σ_{bf} упруго работающего сталежелезобетонного сечения, вычисленными от эксплуатационных нагрузок с учетом на стадии эксплуатации неупругих деформаций согласно 9.1.5.

В расчетах по раскрытию трещин напряжения в крайнем ряду продольной арматуры следует вычислять с учетом увеличения ее площади по 9.1.10 и потерь напряжения от неупругих деформаций. При ненапрягаемой продольной арматуре и работе сечения по двум стадиям растягивающее напряжение σ_r следует вычислять по формуле

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \quad (253)$$

где M_2 — изгибающий момент второй стадии работы от эксплуатационных нагрузок, определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменения температуры; остальные обозначения — по 9.1.10, 9.2.1.1, 9.2.1.3 и Рисунку 17.

9.2.3.2 Раскрытие трещин (при двух стадиях работы) в растянутой сборной железобетонной плите, у которой ненапрягаемая арматура в поперечных швах не состыкована, следует определять по формуле

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} l_a \leq \Delta_{cr,d}, \quad (254)$$

где $Z_{bf,s}, Z_{s2,s}$ — расстояния, указанные на Рисунке 17;

$\sigma_{2,s2}$ — растягивающее напряжение в стальном верхнем поясе от нагрузок и воздействий второй стадии работы в предположении, что железобетонная плита в растянутой зоне отсутствует, МПа;

l_a — расстояние между конструкциями объединения у поперечных швов, м; при отсутствии конструкций объединения — длина блока плиты;

$\Delta_{cr,d} = 0,03$ см — предельная ширина раскрытия трещин в поперечном шве, имеющем арматуру для передачи поперечной силы; при отсутствии в шве арматуры $\Delta_{cr,d}$ следует вычислять в предположении, что поперечная сила через шов не передается.

При устройстве клеевых швов трещиностойкость железобетонной плиты в железнодорожных мостах следует проверять по категории требований по трещиностойкости 2а; при проверке трещиностойкости железобетонной плиты в автодорожных, городских и пешеходных мостах величина растягивающих напряжений не должна превышать $0,5R_{bt,ser}$ (по Таблице 24).

При использовании клеевых стыков в предварительно напряженной железобетонной плите ее трещиностойкость следует принимать по 7.5.1.1.

9.2.4 Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

9.2.4.1 Конструкции объединения следует рассчитывать на сдвигающие усилия S_Q в объединительном шве от поперечных сил и продольное сдвигающее усилие S_N , возникающее от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной арматуры, воздействия примыкающей ванта или раскоса и т. д.

Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать, кроме того, на отрывающие усилия, в том числе возникающие от температурных воздействий и усадки бетона.

9.2.4.2 Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции S_i следует определять по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{r1}A_r) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{r2}A_r), \quad (255)$$

где σ_{b1}, σ_{b2} — напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона, МПа, соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i ;

σ_{r1}, σ_{r2} — напряжения в продольной арматуре, МПа, соответственно в тех же сечениях;

A_b, A_r — согласно 9.2.1.1 и 9.1.10.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают $0,4R_{bt,ser}$, сдвигающие усилия следует определять в предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре σ_r с учетом продольной жесткости плиты согласно 9.1.10.

Полное концевое сдвигающее усилие S_e следует определять, принимая на конце $\sigma = 0$ и назначая длину концевого расчетного участка a_e , м, равной:

$$a_e = 0,36(H + b_{sl}), \quad (256)$$

где H — расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, м;
 b_{sl} — согласно 9.1.11.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно Приложению III.

9.2.4.3 Концевые отрывающие железобетонную плиту от стальной конструкции усилия S_{ab} следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5,6 \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} S_e, \quad (257)$$

где $Z_{b,s2}$ — расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхней фибры стальной конструкции;

S_e, H, b_{sl} — то же, что в 9.2.4.2.

Отрывающее усилие S_{ab} следует принимать приложенным на расстоянии $0,024(H + b_{sl})$ от конца плиты (см. Рисунок III.1 Приложения III).

9.2.4.4 Расчеты конструкции объединения стальной части с железобетонной следует выполнять:

а) при жестких упорах — принимая прямоугольной эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сминающей поверхностью упора;

б) при вертикальных гибких упорах — исходя из условий работы упора на изгиб со смятием бетона согласно Приложению III;

в) при наклонных анкерах — исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно Приложению III;

г) при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, — исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно 8.4.10.4.17 и 8.4.10.4.18;

д) при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, — исходя из условий работы объединения на трение по контактными поверхностям шва согласно Приложению Э;

е) при болтоклеевых объединительных швах — в соответствии с г) или д), но с учетом сил сцепления от склеивания.

9.2.4.5 Расчет конструкции объединения на жестких упорах следует выполнять по формулам:

- в железнодорожных мостах;
- по прочности

$$S_h \leq 2R_b A_{b,dr}, \quad (258)$$

- на выносливость

$$S_w \leq 1,5m_{b1} R_b A_{b,dr}, \quad (259)$$

- в автодорожных, городских и пешеходных мостах — по прочности

$$S_h \leq 1,6R_b A_{b,dr}, \quad (260)$$

В Формулах (258) – (260):

S_h, S_w — сдвигающие усилия, кН, приходящиеся на один упор, соответственно при расчете по прочности и выносливости;

$A_{b,dr}$ — площадь поверхности смятия бетона упором, м²; при цилиндрических и дугообразных упорах — площадь их диаметрального сечения;

m_{b1} — то же, что в 9.2.2.2.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в окнах расчетное сопротивление R_b следует принимать по классу бетона блоков, а толщину подливки не включать в площадь смятия. При расположении упоров в продольных швах плиты площадь смятия следует учитывать полностью, а расчетные сопротивления принимать по классу бетона замоноличивания швов.

Если жесткие упоры расположены в железобетонном ребре или вуте, предельные значения величин S_h и S_w следует уменьшать, умножая правые части приведенных формул на 0,9 при $1,5b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3b_{dr}$ и на 0,7 — при $b_{rib} \leq 1,3b_{dr}$, где b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором, м, b_{rib} — ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором, м².

9.2.4.6 Прикрепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать по 8.4.10.4.1 – 8.4.10.4.19 и СН РК 3.03-12 (6.3.21, 6.3.22).

Расчеты прикрепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

9.2.5 Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам

9.2.5.1 Вертикальные прогибы от действующих нагрузок, а также перемещения при определении периодов колебаний следует вычислять в предположении упругой работы бетона независимо от знака возникающих в нем напряжений.

При определении периодов свободных горизонтальных колебаний прогиб железобетонной плиты в горизонтальной плоскости допускается определять с введением в состав сечения защитного слоя, подготовки под гидроизоляцию, бортов балластного корыта и железобетонных тротуаров.

При расчете строительного подъема пролетных строений со сборной плитой усадку бетона учитывать не следует.

9.2.5.2 В однопутных железнодорожных пролетных строениях железобетонная плита проверяется по прочности в горизонтальной плоскости как сжато-изогнутый (или растянуто-изогнутый) железобетонный элемент, находящийся под действием осевого

усилия от совместной работы со стальной конструкцией и изгибающего момента от горизонтальных нагрузок. Температурные воздействия и усадку бетона при этом допускается не учитывать.

Если бетон плиты от действия вертикальных нагрузок и усилий предварительного напряжения оказывается в пластическом состоянии и не воспринимает горизонтальный изгибающий момент, последний должен быть воспринят стальной частью конструкции. При этом полные относительные деформации в бетоне $\varepsilon_{b,lim}$ с учетом горизонтального изгибающего момента не должны превышать 0,0016.

9.3 Конструктивные требования

9.3.1 Толщине железобетонной плиты проезжей части следует быть не менее указанной в 7.6.1.1. Толщине железобетонной плиты тротуарной консоли, учитываемой в составе рабочего сечения, следует быть не менее 8 см.

9.3.2 Объединение сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией следует осуществлять, как правило, с применением фрикционных, болтоклеевых или сварных соединений.

Допускается объединение упорами и анкерами, замоноличиваемыми в окнах и швах сборной железобетонной плиты. Зазорам между упором и конструкцией блока плиты следует быть не менее 5 и 3 см соответственно вдоль и поперек пролетного строения.

Не следует устраивать упоры и анкера в полостях и пазах, закрытых сверху, а также трудноомоноличиваемые.

При устройстве прерывистых объединительных швов следует обеспечивать прочность железобетонной плиты при работе на местный изгиб между участками опирания, при этом высота зазора между плитой и поясом должна быть достаточной для окраски пояса.

9.3.3 Размещение конструкций объединения должно удовлетворять следующим требованиям:

- расстояние в свету между жесткими упорами и анкерами не должно превышать восьмикратной средней толщины плиты, определяемой делением площади плиты, включенной в работу, на ее расчетную ширину, при этом площадь плиты следует принимать с учетом площади ребра или вута;
- расстояние в свету между жесткими упорами принимается не менее 3,5-кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором;
- расстояние в свету между анкерами должно быть не менее $3d_{an}$, где d_{an} — диаметр стержня анкера, мм.

Минимальное расстояние для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетонную плиту, следует принимать по Таблице 96.

Таблица 96 - Минимальные расстояния для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетонную плиту

Нормируемый размер	Минимально допустимое расстояние, мм, при диаметре болтов, мм	
	22	24
От центра отверстия до края железобетонного элемента	100	120
Между центрами отверстий по всем направлениям	140	160

9.3.4 Анкеры следует устраивать, как правило, в виде петель, расположенных под углом 45° к направлению сдвигающих усилий.

Допускается применение одиночных арматурных анкеров.

В закладных деталях петлевые арматурные анкеры, как правило, следует применять в сочетании с жесткими упорами.

9.3.5 Поперечные стыки блоков сборной железобетонной плиты рекомендуется устраивать с применением:

- склеивания торцевых поверхностей с обжатием стыков усилием, создающим давление на торец не менее 0,5 МПа;

- сварки арматурных выпусков и последующего замоноличивания шва бетоном.

9.3.6 При сборной железобетонной плите, объединенной на всей длине блока, между стальным верхним поясом и железобетонным блоком следует предусмотреть слой бетона или раствора, предохраняющий верхний пояс от коррозии. При толщине слоя раствора или бетона 5 см и более его следует армировать.

10 ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

10.1 Требования к материалам

10.1.1 Для деревянных конструкций мостов следует применять древесину сосны, ели, лиственницы, пихты, удовлетворяющую требованиям ГОСТ 9463 и ГОСТ 8486.

Растянутые и изгибаемые элементы пролетных строений и мостовые брусья должны выполняться из древесины 1-го сорта. Остальные элементы конструкций мостов могут быть выполнены из древесины 2-го сорта.

В крайних зонах (в пределах 1/6 высоты от кромок балок, но не менее двух досок) клееных балок прямоугольного сечения следует применять пиломатериалы 1-го сорта, в остальных зонах допускается применять пиломатериалы 2-го сорта.

Для железнодорожных мостов общей сети применение ели и пихты допускается в отдельных случаях при технико-экономическом обосновании.

Для изготовления мелких деталей соединений (подушек, шпонок и т.п.) следует применять отборную древесину твердых лиственных пород (дуба, ясеня, бука и граба), удовлетворяющую требованиям ГОСТ 9462, — для круглого леса лиственных пород и ГОСТ 2695 — для пиломатериалов лиственных пород.

Допускается для опорных брусьев и насадок в опорах мостов применение круглого леса и брусьев из древесины твердых лиственных пород — дуба, бука, ясеня, граба по ГОСТ 9462 и ГОСТ 2695.

Смешение разных пород древесины в одном несущем элементе не допускается.

10.1.2 Прочностные характеристики (нормативное и временное сопротивление) древесины, применяемой для изготовления элементов деревянных мостов, должны соответствовать требованиям, указанным для сортовой древесины в СНиП II-25.

Лабораторные испытания образцов древесины по прочности следует проводить при сооружении мостов с деревянными фермами и во всех случаях — при наличии признаков пониженной прочности древесины. Древесина считается пригодной, если полученная при испытаниях прочность не ниже нормативных сопротивлений. Прочность древесины круглых лесоматериалов и брусьев допускается оценивать визуально по соответствующим требованиям, приведенным в государственных стандартах, упомянутых в 10.1.1 настоящего свода правил.

10.1.3 Влажность применяемой древесины должна быть не более, %: бревен — 25, пиломатериалов — 20, пиломатериалов для клееных конструкций, а также мелких деталей и соединений — 12.

В малых автодорожных и городских мостах для верхнего настила, поперечин и колесоотбойных брусьев допускается применять древесину с влажностью до 40 %.

ПРИМЕЧАНИЕ При отсутствии дополнительных указаний к автодорожным деревянным мостам здесь и далее относятся также деревянные мосты на внутрихозяйственных автомобильных дорогах в сельскохозяйственных предприятиях и организациях.

Влажность древесины для свай и других элементов, целиком расположенных ниже уровня низких вод, не ограничивается. При изготовлении деревянных конструкций в условиях стройплощадки допускается применять для несущих элементов древесину с влажностью до 25 %, а для вспомогательных элементов — с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

10.1.4 Для стальных элементов деревянных мостов следует применять полосовую, фасонную, листовую и арматурные стали, удовлетворяющие требованиям Разделов 7 и 8.

Гвозди следует применять по ГОСТ 4028, а стальные дюбели — по [8]. В обоснованных случаях допускается использовать гвозди винтовые стальные по [9].

10.1.5 Для склеивания элементов конструкций следует применять клеи, обладающие необходимой прочностью, водостойкостью, биостойкостью и долговечностью: фенольные, резорциновые и фенольно-резорциновые, которые в зависимости от условий эксплуатации должны соответствовать требованиям СНиП II-25.

Для склеивания древесины с металлом следует применять эпоксидные клеи.

10.2 Расчетные характеристики материалов и соединений

10.2.1 Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта в зависимости от ее влажности следует принимать по Таблице 97.

СП РК 3.03-112-2013

Для древесины сосны 2-го сорта расчетные сопротивления должны приниматься менее установленных для 1-го сорта:

- на 30 % — при растяжении вдоль волокон;
- на 10 % — при всех других напряженных состояниях.

10.2.2 Расчетные сопротивления клееной древесины сосны при толщине склеиваемых досок 33 мм и высоте элементов 50 см и менее следует принимать по Таблице 98.

В случаях применения досок (слоев) толщиной, отличной от 33 мм, расчетные сопротивления изгибу, сжатию и скалыванию вдоль волокон следует умножать на коэффициенты условий работы, равные:

- 1,10 — при толщине 19 мм и менее;
- 1,05 — то же, 26 мм;
- 0,95 — то же, 43 мм.

При высоте клееных элементов свыше 50 см расчетные сопротивления изгибу и сжатию вдоль волокон следует умножать на коэффициенты условий работы, приведенные в Таблице 99.

10.2.3 Расчетное сопротивление древесины сосны скалыванию вдоль волокон R_{daf} в клеештыревых соединениях — вклеенных стальных арматурных стержнях, работающих на выдергивание или продавливание (Рисунок 18), в зависимости от глубины заделки штырей l следует принимать по Таблице 100.

Таблица 97 - Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, при влажности, %	
		25 и менее	свыше 25
1 Изгиб:	R_{db}		
а) элементов из бревен естественной коничности		17,7	15,2
б) элементов из брусев и окантованных бревен		15,7	13,7
в) досок настила и др.		13,7	11,8
2 Растяжение вдоль волокон	R_{dt}	11,8	9,8
3 Сжатие и смятие вдоль волокон	R_{ds}, R_{dqs}	14,7	11,8
4 Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	R_{dq}	1,77	1,47
5 Смятие местное поперек волокон:	R_{dqp}		
а) в лобовых врубках (при длине площади смятия до 15 см)		3,1	2,5
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°		3,9	3,3
6 Скалывание (наибольшее) вдоль волокон при изгибе	R_{dab}	2,35	2,15
7 Скалывание (среднее по площадке) в соединениях на врубках, учитываемое в пределах длины не более 10 глубин врезки и двух толщин брутто элемента:			
а) вдоль волокон	R_{dam}	1,57	1,47
б) поперек волокон	R_{dsm}	0,78	0,69

Таблица 97 - Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта
(продолжение)

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, при влажности, %	
		25 и менее	свыше 25

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчетное сопротивление древесины смятию и скалыванию под углом α к направлению волокон следует определять по формуле

$$R_{d\alpha} = \frac{R_{d1}}{1 + \left(\frac{R_{d1}}{R_{d2}} - 1 \right) \sin^3 \alpha},$$

где R_{d1} R_{d2} — расчетные сопротивления смятию или скалыванию соответственно при $\alpha = 0^\circ$ и $\alpha = 90^\circ$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон (за исключением случаев, указанных в позиции 5 настоящей Таблицы) на части длины элемента при длине незагружаемых участков не менее площади смятия и не менее толщины элемента следует определять по формуле

$$R_{dq\phi} = R_{dq} \left(1 + \frac{8}{l_s + 1,2} \right),$$

где l_s — длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если в расчетных сечениях элементов имеются ослабления врубками или врезками, то соответствующие расчетные сопротивления следует умножать на коэффициенты условий работы, равные для элементов:

- 0,80 — растянутых;
- 0,85 — изгибаемых из брусев;
- 0,90 — изгибаемых из бревен.

Таблица 98 - Расчетные сопротивления клееной древесины сосны

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа
1 Изгиб бруса	R_{db}	17,7
2 Растяжение вдоль волокон	R_{dt}	12,7
3 Сжатие вдоль волокон	R_{ds}	15,7
4 Смятие вдоль волокон	R_{dqs}	14,7
5 Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	R_{dcq} R_{dq}	1,96
6 Смятие местное поперек волокон:		
а) в опорных плоскостях конструкции	R_{dq}	2,50
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$R_{dq\phi}$	4,31
7 Скалывание наибольшее вдоль волокон по клеевым швам при изгибе	R_{daf}	1,47
8 Скалывание поперек волокон по клеевым швам	R_{dsf}	0,78

Таблица 99 - Коэффициенты условий работы клееных элементов

Высота сечения, см	Коэффициент условий работы	Высота сечения, см	Коэффициент условий работы
50 и менее	1,00	80	0,90
60	0,96	100	0,85
70	0,93	120 и более	0,80

Таблица 100 - Расчетное сопротивление древесины сосны скалыванию вдоль волокон

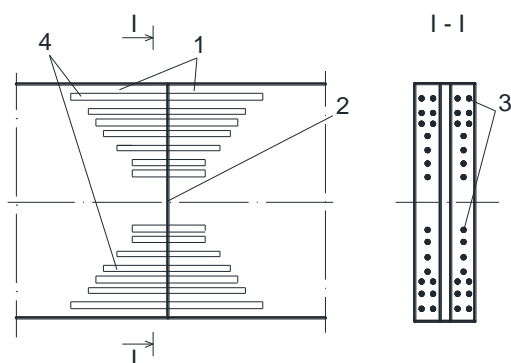
Глубина заделки штыря l , см	Расчетное сопротивление скалыванию R_{daf} , МПа
15	2,94
20	2,75
25	2,55
30	2,45
35	2,26
40	2,16
45	2,01
50	1,91
55	1,77

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчетное сопротивление скалыванию при вклеивании штыря под углом α к направлению волокон следует определять по формуле

$$R_{daf,\alpha} = \frac{1,3R_{daf}}{1+0,3\cos^3\alpha}.$$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Рекомендуется применять клеештыревые соединения, работающие поперек и под углом к направлению волокон.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Изготовление клеештыревых соединений допускается только на заводах, имеющих соответствующее технологическое оборудование.



1 - стыкуемые блоки; 2 - стык блоков; 3 - отверстия для штырей;
4 - вклеенные в отверстия штыри.

Рисунок 18 - Клеештыревой стык

10.2.4 Для древесины других пород расчетные сопротивления, приведенные в Таблицах 97, 98 и 100, следует умножать на коэффициент перехода по Таблице 101.

Таблица 101 - Коэффициенты перехода для расчетных сопротивлений

Порода дерева	Коэффициент перехода для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон	сжатию и смятию поперек волокон	скалыванию
Ель	1,0	1,0	1,0
Лиственница	1,2	1,2	1,0*
Пихта	0,8	0,8	0,8
Дуб	1,3	2,0	1,3
Ясень, граб	1,3	2,0	1,6
Бук	1,1	1,6	1,3
* Для клееных конструкций — 0,9.			

10.2.5 Модули упругости древесины для всех пород при сжатии и растяжении вдоль волокон, а также при изгибе следует принимать, МПа:

- для обычной древесины при определении деформаций: от постоянных нагрузок — 8340, от временных нагрузок — 9810;

- для клееной древесины при определении деформаций от любых нагрузок — 9810.

Модуль упругости древесины при сжатии поперек волокон следует принимать равным 392 МПа.

10.2.6 Расчетные сопротивления и модули упругости для стальных элементов деревянных мостов следует принимать согласно Разделам 7 и 8.

10.2.7 Расчетная несущая способность стального сквозного цилиндрического нагеля, дюбеля или гвоздя в соединениях элементов из сосны при направлении усилий, передаваемых нагелем вдоль волокон, а гвоздем и дюбелем — под любым углом, приведена в Таблице 102.

Таблица 102 - Расчетная несущая способность стального нагеля, дюбеля или гвоздя на один срез

Соединение	Напряженное состояние	Расчетная несущая способность стального нагеля, дюбеля или гвоздя на один срез, кН
Симметричные	Смятие в средних элементах	$0,441dt_1$
	Смятие в крайних элементах	$0,685dt_2$
Несимметричные	Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,294dt_1$
	Смятие в более тонких крайних элементах	$0,685dt_2$
Симметричные и несимметричные	Изгиб нагеля	$1,618d^2 + 0,019t_3^2$, но не более $2,256d^2$
	Изгиб гвоздя (ГОСТ 4028)	$2,256d^2 + 0,010t_3^2$, но не более $3,628d^2$

Таблица 102 - Расчетная несущая способность стального нагеля, дюбеля или гвоздя на один срез (продолжение)

Соединение	Напряженное состояние	Расчетная несущая способность стального нагеля, дюбеля или гвоздя на один срез, кН
	Изгиб дюбеля [8]	$3,384d^2 + 0,015t_3^2$, но не более $5,442d^2$
	Изгиб винтового гвоздя [9]	$4,14d^2$
<p>Обозначения, принятые в Таблице 102:</p> <p>d — диаметр нагеля или гвоздя;</p> <p>t_1 — толщина средних элементов, а также равных и более толстых элементов односрезных соединений;</p> <p>t_2 — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений;</p> <p>t_3 — глубина забивки гвоздя или дюбеля в крайний элемент односрезного соединения.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Рабочую несущую способность нагеля в рассматриваемом шве следует принимать равной меньшему из всех значений, полученных по формулам настоящей таблицы.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Диаметр нагеля d следует назначать из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Расчет нагельных соединений на скалывание древесины можно не производить, если выполняется условие расстановки нагелей в соответствии с требованиями настоящего свода правил.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 4 Нагельные соединения со стальными накладками на болтах, глухих цилиндрических нагелях, гвоздях и дюбелях допускается применять в тех случаях, когда обеспечена необходимая плотность их постановки.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 5 Расчетную несущую способность дюбелей и гвоздей в соединениях со стальными накладками следует определять с умножением на коэффициенты:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1,0 — для пристреленных дюбелей; - 0,8 — для забитых в предварительно рассверленные отверстия. 		

Расчетную несущую способность стального нагеля в соединениях элементов из древесины других пород определяют по Таблице 102 умножением на соответствующий коэффициент по Таблице 101 — при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде и на корень квадратный из этого коэффициента — при расчете на изгиб нагеля. При направлении передаваемого нагелем усилия под углом α к волокнам древесины его расчетную несущую способность следует определять с учетом коэффициента k_α по указаниям СНиП II-25.

10.2.8 Расчетную несущую способность клеиваемого штыря на выдергивание или продавливание N_{dd} , кН, в клеештыревых соединениях растянутых и сжатых элементов следует определять по формуле

$$N_{dd} = m\pi d_e l_e R_{daf}, \quad (261)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным при диаметрах отверстий, см:

- 2,4 и менее — 1,00;
- 2,6 и 2,8 — 0,95;
- 3 и более — 0,90;

d_e — диаметр отверстия под штырь, м;

l_e — длина заделки штыря, м;

R_{daf} — расчетное сопротивление древесины скалыванию в клеештыревом соединении, МПа, принимаемое по Таблице 100.

10.2.9 Расчетную несущую способность продольных призматических шпонок (колодок) следует определять по смятию и скалыванию, причем расчетные сопротивления скалыванию следует принимать с коэффициентом условий работы $m_a = 0,8$.

10.3 Расчет деревянных конструкций

10.3.1 Определение усилий и моментов

10.3.1.1 Прогонь балочных мостов, элементы нижнего настила (доски, накатник и т.п.), поперечины, продольные и поперечные балки проезжей части автодорожных и городских мостов следует рассчитывать как разрезные.

Деревоплиту, опирающуюся на поперечные прогоны, допускается рассчитывать как балку на двух опорах шириной b , равной:

а) для клееной деревоплиты

$$b = a + 2t + 0,25l, \quad (262)$$

б) для гвоздевой деревоплиты:

при расстоянии между гвоздями 25 см и менее

$$b = a + 2t + 4\delta, \quad (263)$$

при расстоянии между гвоздями свыше 25 см

$$b = a + 2t + 2\delta, \quad (264)$$

В Формулах (262) — (264):

a - размер ската колеса в направлении поперек досок;

t - толщина покрытия;

δ - толщина одной доски;

l - расчетный пролет плиты.

При определении давления на прогон следует учитывать упругое распределение нагрузки поперечинами при условии их фактической неразрезности.

При определении давления на поперечины допускается учитывать распределение нагрузки, если стыки настила расположены вразбежку (в одном сечении не более 30 % всех стыков).

10.3.1.2 При наличии подбалок усилия в прогонах допускается определять при уменьшенном пролете, но не более чем на 10 %.

10.3.2 Расчетная длина сжатых элементов и гибкость элементов

10.3.2.1 При расчете по устойчивости прямолинейных элементов, загруженных продольными силами, расчетную длину следует принимать в зависимости от вида закрепления концов в соответствии с указаниями СНиП II-25.

10.3.2.2 Расчетную длину элементов пролетных строений и опор при расчете по устойчивости необходимо принимать равной:

а) для сжатых поясов ферм:

- в плоскости фермы — расстоянию между узлами;

- из плоскости фермы — расстоянию между узлами горизонтальных связей;

б) для раскосов в фермах Гау—Журавского:

- в плоскости фермы — половине полной длины раскоса;
 - из плоскости фермы — полной длине раскоса;
 - в) для сжатых досок в дощатых фермах со сплошной стенкой — шестикратной ширине досок;
 - г) для стоек башенных опор — расстоянию между узлами связей;
 - д) для свай при отсутствии дополнительных поперечных связей:
 - при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости посредством забивки наклонных свай и при полной заделке свай в грунт — $0,7l$;
 - при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и неполной (шарнирной) заделке свай в грунт (наличие сроста свай) — l ;
 - при отсутствии закрепления насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и обеспечении полной заделки свай в грунт — $2l$,
- где l — теоретическая длина свай, принимаемая равной расстоянию от головы сваи (низа ростверка или насадки) до сечения ее заделки (или шарнира) в грунт с учетом размыва.

10.3.2.3 Расчетную гибкость следует принимать равной:

- а) для элементов цельного сечения (в обеих плоскостях) и стержней составных (в плоскости, нормальной к плоскости соединительных связей между ветвями) — отношению расчетной длины к соответствующему радиусу инерции поперечного сечения брутто элемента;
- б) для элементов составных (в плоскости соединительных связей между ветвями) — приведенной гибкости λ_z :

$$\lambda_z = \sqrt{(\mu_z \lambda)^2 + \lambda_a^2}, \quad (265)$$

где λ, λ_a — гибкость соответственно всего элемента и его ветви;
 μ_z — коэффициент приведенной гибкости, определяемый по формуле

$$\mu_z = \sqrt{1 + \delta b \frac{a}{l_c^2} \frac{n_f}{n_q}}, \quad (266)$$

здесь l_c — расчетная длина элемента, м;
 a — размер поперечного сечения элемента в плоскости изгиба, см;
 n_f — число швов между ветвями элемента;
 n_q — число срезов связей в одном шве на 1 м элемента;
 d — коэффициент податливости соединений, определяемый по Таблице 103;
 b — полная ширина сечения элемента, см.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Гибкость λ и λ_a определяется по расчетной длине элемента l_c и расстоянию l_a между связями как для цельных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При расчетной длине ветви l_a , не превышающей семикратной ее толщины, допускается принимать $\lambda_a = 0$.

Таблица 103 - Коэффициенты податливости соединений

Вид связей	Значение коэффициента податливости соединений δ при сжатии	
	центральном	с изгибом
Стальные нагели:		
$d \leq \frac{1}{7}t$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2,5d^2}$
$d > \frac{1}{7}t$	$\frac{1,5}{dt}$	$\frac{3}{dt}$
Гвозди и дюбели	$\frac{1}{10d^2}$	$\frac{1}{5d^2}$
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения, принятые в Таблице 103: t — толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, см; d — диаметр гвоздя, дюбеля или нагеля, см.		

10.3.2.4 При определении коэффициентов приведенной гибкости составных элементов необходимо соблюдать условия:

- а) гвозди и дюбели с защемлением конца менее $4d$ не должны учитываться;
- б) при соединении ветвей с помощью шпонок или колодок следует принимать $\mu_z = 1,2$;

в) если в швах применяются нагели двух диаметров (d_1 и d_2), то расчетное число срезов связей в шве n определяется по формуле

$$n = n_1 + n_2 \frac{\delta_1}{\delta_2}, \quad (267)$$

где n_1, δ_1 — число срезов и коэффициент податливости, соответствующие нагелям диаметром d_1 ;

n_2, δ_2 — число срезов и коэффициент податливости, соответствующие нагелям диаметром d_2 .

10.3.2.5 Коэффициент φ понижения несущей способности центрально-сжатых элементов следует определять в зависимости от их расчетной гибкости λ по формулам:

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 \text{ при } \lambda \leq 70, \quad (268)$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} \text{ при } \lambda > 70. \quad (269)$$

10.3.3 Расчет элементов конструкций

10.3.3.1 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по прочности и устойчивости следует выполнять по формулам Таблицы 104.

Таблица 104 – Формулы для расчета элементов деревянных конструкций

Работа элемента	Формула для расчета
На прочность по нормальным напряжениям	
Растяжение вдоль волокон	$\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{dt}$
Сжатие вдоль волокон	$\frac{N_d}{A_{nt}} \leq R_{ds}$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M_d}{W_{nt}} \leq R_{db}$
Косой изгиб	$\frac{M_{dx}}{I_x} y + \frac{M_{dy}}{I_y} x \leq R_{db}$
Растяжение с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{W_{nt}} \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{dt}$
Сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{\xi W_{nt}} \frac{R_{dt}}{R_{db}} \leq R_{ds}$
Сжатие (смятие) поперек волокон	$\frac{N_d}{A_q} \leq R_{dq}$
На прочность по касательным напряжениям	
Изгиб	$\frac{Q_d S_{br}}{I_{br} b} \leq R_{dab}$
На устойчивость	
Центральное сжатие	$\frac{N_d}{A_d} \leq \varphi R_{ds}$
<p>Обозначения, принятые в Таблице 104:</p> <p>N_d, M_d, Q_d — расчетные значения соответственно осевого усилия, изгибающего момента, поперечной силы;</p> <p>R_{dt}, R_{ds} — расчетное сопротивление (индекс соответствует виду напряженного состояния);</p> <p>A_{nt}, A_{br} — площади поперечного сечения соответственно нетто и брутто;</p> <p>S_{br} — статический момент брутто части сечения относительно нейтральной оси;</p> <p>W_{nt} — момент сопротивления ослабленного сечения, принимаемый для составных стержней с учетом коэффициента условий работы согласно 10.3.3.4;</p> <p>I_x, I_y — моменты инерции сечения нетто соответственно относительно осей x и y;</p> <p>I_{br} — момент инерции сечения брутто;</p> <p>x, y — расстояния от главных осей x и y до наиболее удаленных точек сечения;</p> <p>b — ширина сечения;</p> <p>φ — коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости центрально-сжатых элементов согласно 10.3.2.5;</p> <p>A_q — площадь смятия;</p> <p>A_d — расчетная площадь поперечного сечения при проверке по устойчивости, принимаемая равной:</p> <p>A_{br} — при ослаблении сечения на 25 % и менее;</p> <p>$(4/3) A_{nt}$ — то же, свыше 25 %;</p>	

Таблица 104 – Формулы для расчета элементов деревянных конструкций
(продолжение)

Работа элемента	Формула для расчета
<p>ξ — коэффициент, учитывающий влияние дополнительного момента от нормальной силы N_d при деформации элемента и определяемый по формуле</p> $\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \frac{N_d}{R_{ds} A_{br}},$ <p>где λ — расчетная гибкость элемента в плоскости изгиба.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 При несимметричных ослаблениях, выходящих на кромку, центрально-сжатые элементы необходимо рассчитывать как внецентренно сжатые.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчет по устойчивости внецентренно сжатого элемента в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, а также в плоскости изгиба при напряжениях M_d / W_{br}, не превышающих 10 % напряжений N_d / A_{br}, допускается выполнять по формуле $N_d / A_{nt} \leq R_{ds}$ без учета изгибающего момента.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 При расчете сжатых элементов с клеештыревыми стыками ослабление сечения отверстиями под штыри не учитывается, если сечение полностью сжато.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 4 При проверке прочности сечения растянутых элементов в зоне клеештыревого стыка следует учитывать концентрацию напряжения в сечении, умножая площадь сечения A_{nt} на коэффициент условий работы, равный 0,9.</p>	

10.3.3.2 В составных внецентренно сжатых элементах на прокладках расчет по устойчивости наиболее напряженной ветви при ее расчетной длине, превышающей в семь раз толщину ветви, следует производить исходя из условия

$$\frac{N_d}{A_{br}} + \frac{M_d}{\xi W_{br}} \frac{R_{ds}}{R_{ab}} \leq \varphi R_{ds}, \quad (270)$$

где φ — коэффициент понижения несущей способности для отдельной ветви;
 A_{br} , W_{br} — площадь и момент сопротивления брутто поперечного сечения ветви;
 ξ — коэффициент, определяемый согласно 10.3.3.1.

10.3.3.3 Расчет элементов из бревен следует производить с учетом сбega в размере 1,0 см на 1 м длины бревна.

Площадь сечения A_{nt} определяется при условном совмещении в рассматриваемом сечении всех ослаблений, расположенных на участке длиной 20 см. При этом относительное ослабление площади сечения брутто не должно превышать 0,4 — при несимметричном и 0,5 — при симметричном ослаблении.

Ослабления, создаваемые в сжатых элементах нагелями, допускается учитывать без совмещения близлежащих ослаблений. Ослабления сжатых элементов, создаваемые гвоздями, поставленными без предварительного просверливания гнезд, допускается не учитывать.

В качестве площади A_{nt} следует принимать также рабочую площадь, определяемую в предположении ступенчатого разрыва (с учетом площадок скалывания между соседними ослаблениями), если он дает более неблагоприятные результаты.

10.3.3.4 Расчет по прочности изгибаемых составных балок на призматических продольных шпонках (колодках) следует производить с учетом коэффициента сплошности, равного для балок:

- 0,85 — двухъярусных;

- 0,80 — трехъярусных.

Прогибы для указанных составных балок, найденные без учета податливости соединений, должны быть увеличены на 30 %.

10.3.3.5 Расчет многослойных элементов клееных конструкций по прочности и устойчивости допускается производить без учета податливости швов. Влияние податливости швов на прогибы клееных балок допускается учитывать увеличением прогибов на 20 %.

10.3.3.7 Дощатую ферму допускается рассчитывать как сплошную балку, в которой изгибающие моменты воспринимаются поясами, а поперечные силы — раскосами решетки или стенки с распределением поровну на все пересекаемые раскосы.

К площади сечения пояса нетто следует вводить коэффициенты, равные: 1,0 — для доски, ближайшей к стенке, 0,8 — для следующей и 0,6 — для третьей. Прогибы дощатых ферм с параллельными поясами, рассчитанные без учета податливости соединений, следует увеличивать на 30 %.

Опорные стойки ферм рассчитываются на передачу полного опорного давления от примыкающих элементов решетки.

10.3.3.8 При расчете ряжей следует принимать, что они опираются на 2/3 своей площади. Коэффициент трения по грунту необходимо принимать согласно требованиям 11.2.8.

10.3.4 Расчет соединений

10.3.4.1 Расчет на смятие и скалывание соединений элементов, работающих на осевые силы, следует производить без учета работы стальных креплений по формулам:

- на смятие

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{dqp}, \quad (271)$$

- на скалывание

$$\frac{N_d}{A_a} \leq m_a R_{dam}, \quad (272)$$

где A_q , A_a — площади смятия и скалывания;

m_q — коэффициент условий работы древесины на смятие поперек волокон, равный:

- для соединения лежней и насадок в сопряжении со стойками или сваями при эксплуатации элементов конструкции выше горизонта воды — 1,2; при соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте — 0,85; постоянно увлажняемых и находящихся в воде — 0,75;

m_a — коэффициент условий работы на скалывание, равный:

- в лобовых врубках:

- 1,0 — при врубках с одним зубом;

- 0,8 и 1,15 — при врубках с двумя зубьями, соответственно по первому от торца и второму зубу;

- в элементах, соединяемых на продольных шпонках — 0,7.

Силы трения в соединениях при расчетах на смятие и скалывание не учитываются, если они не вызывают дополнительных напряжений.

Расчетную несущую способность площадок местного смятия древесины поперек волокон (за исключением лобовых врубок, гнезд и нагелей) допускается повышать за счет усиления их металлическими скреплениями (гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями), работающими совместно со смятием древесины.

Размещение на площади местного смятия металлических скреплений, работающих на вдавливание, следует производить в соответствии с требованиями Таблицы 106.

Расчет соединений с площадками местного смятия поперек волокон, усиленными скреплениями, следует производить по формуле

$$\frac{N_d}{A_q} \leq m_q R_{dqp} + \frac{n_s N_{dds}}{A_q}, \quad (273)$$

где n_s — число скреплений на площадке местного смятия;

N_{dds} — расчетная несущая способность вдавливанию одного скрепления (гвоздя, дюбеля, шурупа, глухаря), кН, внедренного в древесину поперек волокон, определяемая по формуле

$$N_{dds} = 0,78(4R_{dds} d_s l_s + R_{dqp} D_s^2), \quad (274)$$

где R_{dds} — расчетное сопротивление вдавливанию на единицу поверхности расчетного контакта скрепления с древесиной, принимаемое равным:

- для гвоздей и дюбелей, независимо от влажности древесины — 0,3 МПа;
- для винтового гвоздя [9] при воздушно-сухой древесине — 0,6 МПа;
- для шурупов, глухарей — R_{dsm} по Таблице 97 для соответствующей влажности древесины;

d_s — диаметр стержня скрепления, м;

l_s — расчетная длина контакта скрепления с древесиной, м;

R_{dqp} — расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон, которое допускается определять по Таблице 97;

D_s — диаметр шляпки скрепления, м.

Правая часть Формулы (273) не должна превышать значение $2m_q R_{dqp}$.

10.3.4.2 Расчетная длина скалывания l_d в элементах, соединяемых наклонными колодками, должна приниматься равной

$$l_d = a + 0,5l_a, \quad (275)$$

Распор одной колодки S для определения усилий в стяжных болтах следует вычислять по формуле

$$S = \frac{3}{2} Q \frac{z}{l_a}, \quad (276)$$

В Формулах (275) и (276):

Q — расчетная сдвигающая сила на одну колодку без учета податливости соединения;

a — расстояние между колодками в свету;

z — плечо сил скалывания колодки;

l_a — длина колодки.

10.3.4.3 Связи в прикреплениях поясов двутавровых дощато-гвоздевых балок к сплошной перекрестной стенке следует рассчитывать на сдвигающее усилие,

возникающее между поясом и стенкой. При этом несущую способность гвоздей в прикреплении следует принимать с коэффициентом условий работы, равным 0,8 при расчетной толщине стенки, равной суммарной толщине ее досок.

Расчетную длину заземления в древесине конца гвоздя допускается определять по формуле

$$e_l = 1,95d \sqrt{\frac{R_y}{R_{dqs}}}, \quad (277)$$

где d — диаметр гвоздя;

R_y — расчетное сопротивление стали гвоздя растяжению и изгибу по пределу текучести, МПа, принимаемое по разделу 8 настоящего свода правил;

R_{dqs} — расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон, МПа.

При определении расчетной длины заземления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть длиной $1,5d$. Кроме того, из его длины следует вычитать по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами. При свободном выходе гвоздя из пакета его длину следует уменьшать на $1,5d$.

10.3.4.4 При расположении клеештыревых соединений в сжатых элементах и в сжатой зоне изгибаемых элементов допускается в расчетах принимать что 70 % усилия передается через торцы стыкуемых элементов, а оставшаяся часть усилия воспринимается штырями.

Дополнительные требования, предъявляемые к расчету элементов, имеющих клеештыревые соединения, приведены в СН РК 3.03-12 (10.3.4.4).

10.4 Конструктивные требования

10.4.1 Основные требования

10.4.1.1 Соединения следует применять простые, с минимальным числом врубок и устраивать так, чтобы в них не застаивалась вода.

В составных элементах для проветривания следует предусматривать зазоры не менее 4 см между брусками и не менее 2 см между бревнами. В конструкциях, не допускающих устройства зазоров, должны быть приняты меры против непосредственного увлажнения атмосферными осадками. Устройство закрытых стыков (накладки со всех сторон) в надводной части деревянных конструкций не допускается. В клееных пролетных строениях следует предусматривать меры, препятствующие попаданию на них солнечных лучей.

10.4.1.2 Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения с клееными и дощато-гвоздевыми главными балками необходимо устанавливать в опорных сечениях и в пролете через 4 — 6 м поперечные связи, а при дощато-гвоздевых балках — и продольные связи в плоскости верхних поясов балок.

10.4.1.3 Главные балки пролетных строений длиной 15 м и более следует, как правило, устанавливать на резиновые опорные части. Взамен опорных частей под балками допускается укладывать мауэрлатные бруска из антисептированной древесины с устройством прокладок из рубероида.

10.4.1.4 При конструировании проезжей части клееных пролетных строений автодорожных и городских мостов необходимо предусматривать продольные и поперечные уклоны, обеспечивающие быстрый сток воды с проезжей части.

При длине моста до 50 м и его одностороннем уклоне не менее 1 %, а также при длине моста 100 м и уклонах от середины в каждую сторону не менее 1 % водоотвод допускается обеспечивать за счет продольного стока воды.

10.4.1.5 Для улучшения условий проветривания зазор между торцами главных балок в автодорожных и городских мостах следует назначать не менее 10 см, высоту опорных частей — не менее 5 см. Между главными балками и плитой проезжей части должны устраиваться проемы высотой 5 — 6 см.

10.4.2 Наименьшие размеры элементов и допускаемые их гибкости

10.4.2.1 В поперечном сечении деревянные части и металлические изделия должны иметь размеры не менее приведенных в Таблице 105.

Таблица 105 - Наименьшие значения нормируемого размера деревянных частей и металлических изделий

Деревянные части и металлические изделия	Нормируемый размер поперечного сечения	Наименьшее значение нормируемого размера для мостов	
		железнодорожных	автодорожных и городских
1 Брусья и доски: - для основных элементов - для связей, стыковых накладок, перил и других дополнительных элементов	Большая сторона, см То же	18 10	16 8
2 Доски	Толщина, см	4	4*
3 Бревна в тонком конце: - для основных элементов - для свай - для накатника	Диаметр, см	22 22 —	18** 22 14
4 Пластины	Радиус круга, см	9	9
5 Болты: - рабочие и стяжные - конструктивные	Диаметр, мм	19 16	19 16
6 Штыри в клеештыревых стыках	То же	—	12
7 Стальные тяжи	»	25	22
8 Стальные нагели	»	22	12
9 Гвозди и дюбели	»	4	4
10 Стальные накладки	Толщина, мм	8	8
11 Шайбы	То же	6	6
12 Зубчатые шипы	Длина, см	—	3,2

Таблица 105 - Наименьшие значения нормируемого размера деревянных частей и металлических изделий
(продолжение)

Деревянные части и металлические изделия	Нормируемый размер поперечного сечения	Наименьшее значение нормируемого размера для мостов	
		железнодорожных	автомобильных и городских
<div><div></div><div>* Толщина досок для клееных конструкций после обработки не должна превышать 3,3 см — для главных балок и 4,3 см — для остальных элементов.</div><div>** Бревна диаметром в тонком конце менее 18 см допускается применять только для настила проезжей части и неотчетливых элементов (второстепенных связей, схваток и т.д.).</div></div>			

10.4.2.2 Гибкость деревянных элементов в конструкциях не должна превышать:

а) для поясов, раскосов, стоек опор и свай:

- сжатых — 100;

- растянутых — 150;

б) для связей:

- сжатых — 150;

- растянутых — 200.

10.4.3 Стыки и соединения

10.4.3.1 Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке должны приниматься по Таблице 106.

Таблица 106 - Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке

Наименование расстояния	Значения наименьших расстояний, выраженные в расчетных диаметрах, для				
	болтов и сквозных нагелей	глухих нагелей	штырей	гвоздей и дюбелей	шуру- пов и глуха- рей
1. Между осями скрепления: - вдоль волокон - поперек волокон	6 3	7 3,5	— 3	15* или 25** 4	10 5
2. От оси крайнего скрепления до края элемента: - вдоль волокон - поперек волокон	6 2,5	7 3	— 2	15* или 25** 4	10 3,5

Таблица 106 - Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке
(продолжение)

Наименование расстояния	Значения наименьших расстояний, выраженные в расчетных диаметрах, для				
	болтов и сквозных нагелей	глухих нагелей	штырей	гвоздей и дюбелей	шурупов и глухарей
<p>* При толщине пробиваемого элемента не менее $10d$ (где d — диаметр гвоздя или дюбеля).</p> <p>** При толщине пробиваемого элемента, равной $4d$. Для элементов, не пробиваемых сквозными гвоздями или дюбелями, независимо от толщины принимается расстояние между осями гвоздей или дюбелей вдоль волокон не менее $15d$.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расстояние между осями штырей в клеештыревом соединении дано для случая их расположения вдоль волокон. При расположении штырей поперек волокон или под углом к ним расстояние между штырями должно назначаться исходя из работы узлового соединения, но не менее приведенного.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Наименьшее расстояние между гвоздями или дюбелями при промежуточных значениях толщины элемента следует определять по интерполяции.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Наименьшее расстояние между нагелями (штырями) при длине просверливаемых для них отверстий, превышающих $10d$, должно быть увеличено на 5 % избыточной (более $10d$) длины отверстия.</p>					

10.4.3.2 При соединении на гвоздях и дюбелях элементов из древесины лиственных и других твердых пород, а также во всех случаях применения гвоздей диаметром d свыше 6 мм должно предусматриваться предварительное просверливание гнезд диаметром $0,8 — 0,9 d$.

10.4.3.3 При встречной несквозной забивке гвоздей и дюбелей концы их могут быть перепущены один за другой на $1/3$ толщины средней доски без увеличения расстояния между гвоздями и дюбелями.

10.4.3.4 В качестве штырей в клеештыревом соединении следует применять горячекатаную стержневую арматуру периодического профиля диаметром 12 — 26 мм из стали класса А300.

Диаметры отверстий под штыри следует назначать увеличенными по сравнению с диаметрами штырей: при диаметре штыря 12 мм — на 2 мм, 14 — 18 мм — на 3 мм, 20 — 22 мм — на 4 мм, при штырях диаметром свыше 22 мм — на 5 мм.

Глубину заделки штыря в древесину рекомендуется принимать равной (15 — 20) диаметрам штыря.

10.4.3.5 Глубина врубок и врезок в соединениях должна быть не менее: в брусках (и окантованных бревнах) — 2 см, в бревнах — 3 см.

Глубина врубок и врезок должна быть не более:

а) при соединениях на шпонках и колодках:

- в брусках — $1/5$ толщины бруса;
- в бревнах — $1/4$ диаметра бревна;

б) при соединениях на врубках:

- в опорных узлах — $1/3$ толщины элемента;
- в промежуточных узлах сквозных ферм — $1/4$ толщины элемента.

Длина плоскости скалывания в соединениях должна назначаться не менее четырех глубин врезки и не менее 20 см.

10.4.3.6 Соединения элементов на врубках следует осуществлять, как правило, в виде лобовых врубок с одним зубом или непосредственного лобового упора примыкающих сжатых элементов.

В соединениях на лобовых врубках с двумя зубьями глубина врубки зуба должна быть более глубины первого зуба не менее чем на 2 см. Применение лобовых врубок с тремя зубьями не допускается. Соединения на щековых врубках не рекомендуются.

Рабочую плоскость смятия, как правило, следует располагать перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента.

10.4.3.7 Деревянные призматические шпонки (или колодки) допускается применять только продольные или наклонные, волокна которых параллельны или близки к направлению сдвигающей силы.

Расстояние между шпонками (колодками) в свету во всех случаях должно быть не менее длины шпонки (колодки). Отношение длины шпонки l к глубине врезки a должно быть не менее 5.

При сплачивании элементов с зазором δ должно соблюдаться условие

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5, \quad (278)$$

Зазор δ при сплачивании бревен диаметром d наклонными шпонками (колодками) должен быть не более:

- 0,4 - 0,5 d — при двухъярусных балках;
- 0,25 d — при трехъярусных балках.

10.4.4 Элементы пролетных строений и опор

10.4.4.1 Проезжую часть автодорожных и городских мостов следует устраивать с дощато-гвоздевой плитой или с двойным дощатым настилом.

Доски дна балластного корыта и настила под противопожарный слой щебня железнодорожных мостов и элементы нижнего настила проезжей части автодорожных и городских мостов следует укладывать с зазором 2 — 3 см.

Верхний настил проезжей части автодорожных и городских мостов рекомендуется делать продольным. Толщина досок настила должна быть не менее 5 см.

10.4.4.2 Брусья или бревна прогонов должны быть связаны между собой и закреплены на опорах от продольных и поперечных перемещений. Концы разбросных прогонов выпускают за ось насадок опор (или опорных брусьев) не менее чем на 30 см.

Прогоны под балластным корытом железнодорожных мостов следует укладывать с промежутками 15 — 20 см.

10.4.4.3 Устойчивость стенок дощатых ферм должна быть обеспечена постановкой вертикальных брусьев на расстояниях не более 3 м и не более высоты фермы. Брусья должны обжимать стенку и пояса фермы.

10.4.4.4 В каждом пересечении досок сплошной стенки должен быть поставлен гвоздь диаметром не менее 4,5 мм. Длина гвоздей должна превышать толщину стенки не менее чем на 3 см. Концы гвоздей должны быть загнуты.

10.4.4.5 Стыки свай следует, как правило, располагать в грунте на 2 м ниже уровня возможного размыва. При расположении их выше уровня размыва в местах стыков должны быть поставлены связи.

Стыки сжатых элементов опор (стоек, свай) следует выполнять в торец (стыки одиночных свай — с постановкой штыря) и перекрывать металлическими накладками на болтах.

Если стык свай расположен выше уровня грунта, допускается применение деревянных накладок на нагелях.

В пакетных сваях стыки отдельных брусьев или бревен следует располагать вразбежку.

10.4.4.6 Ширину ряжа (вдоль моста) следует назначать не менее $1/3$ его высоты и не менее 2 м. Высота ряжа назначается с запасом 5 % на осадку и усушку.

Верх ряжа должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 0,5 м и не менее чем на 0,25 м над высоким горизонтом воды.

10.4.4.7 На суходолах и реках со слабым течением ряжи рекомендуется устраивать прямоугольными в плане. При скорости течения 1,5 м/с и более следует применять ряжи заостренной обтекаемой формы.

Ряжи, подверженные действию льда, следует совмещать с ледорезами. В этом случае с верховой стороны ряжа необходимо устраивать вертикальное режущее ребро. При сильном ледоходе режущее ребро следует устраивать наклонным согласно указаниям 10.4.4.10.

10.4.4.8 Между наружными стенками ряжа необходимо устраивать поперечные и продольные перегородки (внутренние стены). Размеры сторон ячеек, образуемых внутренними стенками, не должны превышать 2 м.

В углах наружных стен ряжа, а также в местах примыкания перегородок должны устанавливаться вертикальные брусья или окантованные бревна-сжимы с овальными по высоте прорезями для болтов в каждом четвертом венце. В поперечном направлении наружные стены ряжа должны соединяться стальными тяжами, пропускаемыми через сжимы.

10.4.4.9 Ледорезы должны быть установлены перед каждой речной опорой, подверженной ударам льда, на расстоянии от опоры вверх по течению реки 2 — 8 м в зависимости от скорости течения. На реках с мощным ледоходом (при толщине льда свыше 50 см и скорости ледохода свыше 1,5 м/с) на расстоянии 30 — 50 м от основных ледорезов следует предусматривать более мощные аванпостовые ледорезы в одну линию с опорами и основными ледорезами, но в количестве вдвое меньшем. Ледорезы должны быть загружены камнем.

10.4.4.10 Рабочая ширина ледореза на уровне самого высокого ледохода должна быть не менее ширины защищаемой опоры в том же уровне.

Уклон режущего ребра ледореза должен быть не круче 1:15. Верх ножа ледореза должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 1,0 м, низ ножа следует располагать не менее чем на 0,75 м ниже уровня самого низкого ледохода.

11 ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

11.1 Общие требования

11.1.1 Основания и фундаменты мостов и труб следует проектировать в соответствии с требованиями СП РК 5.01-102, СП РК 5.01-103, СНиП II-7 и СНиП РК 2.03-30, с учетом требований настоящего раздела.

11.1.2 Классификацию грунтов оснований следует производить в соответствии с ГОСТ 25100.

11.1.3 Значения характеристик физических свойств грунтов, необходимые для вычисления расчетных сопротивлений оснований под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев (Приложение Ю), следует определять согласно СП РК 5.01-102.

11.1.4 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик материалов, используемых для фундаментов, должны удовлетворять требованиям Разделов 7, 8 и 10.

11.2 Расчеты

11.2.1 Для оснований из нескальных грунтов под фундаментами мелкого заложения, рассчитываемыми без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризующее относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в Таблице 107.

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи более 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае относительный эксцентриситет должен составлять не более чем 20 % значений указанных в Таблице 107.

Если относительный эксцентриситет больше единицы, максимальное давление подошвы фундамента на основании следует определять исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания.

11.2.2 Несущая способность основания под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев при раздельном расчете опор на временные нагрузки, действующие вдоль и поперек моста, определяется условиями

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}. \quad (279)$$

где p, p_{\max} — соответственно среднее и максимальное давление подошвы фундамента на основание, кПа;

R — расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа, определяемое в соответствии с Приложением Ю;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4;

γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным:

- 1,0 — при определении несущей способности нескальных оснований в случаях действия временных нагрузок №7–9;
- 1,2 — при определении несущей способности скальных оснований во всех случаях и нескальных оснований в случаях действия (кроме временных нагрузок №7–9) одной или нескольких временных нагрузок №10–15 и №17.

Таблица 107 – Значения наибольших относительных эксцентриситетов

Расположение моста	Наибольший относительный эксцентриситет e_0^*/r для			
	промежуточной опоры при действии		устоя при действии	
	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании
На железных дорогах общей сети и промышленных предприятий, на обособленных путях метрополитена	0,1	1,0	0,5	0,6
На автомобильных дорогах (включая дороги промышленных предприятий и внутрихозяйственные), на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов:	0,1	1,0	0,8	
- большие и средние				1,0
- малые				1,2

* Эксцентриситет e_0 и радиус ядра сечения фундамента r (у его подошвы), определяют по формулам

$$e_0 = M/N, \quad r = W/A,$$

где M — момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента;
 N — равнодействующая вертикальных сил;
 W — момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра;
 A — площадь подошвы фундамента.

11.2.3 В расчетах по несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения и фундаментов из опускных колодцев возникающие в грунте под их подошвой напряжения от нагрузок № 10 – № 14 (по 6.1.1 с учетом соответствующих коэффициентов сочетаний по 6.1.2) следует определять отдельно вдоль и поперек оси моста, а наиболее неблагоприятные из них — суммировать с напряжениями от постоянных и временных вертикальных нагрузок. В свайных фундаментах усилия, которые возникают в сваях от указанных выше нагрузок, действующих вдоль и поперек оси моста, следует суммировать.

11.2.4 В расчетах (по грунту и материалу) конструкций свайных фундаментов и фундаментов из опускных колодцев (за исключением расчетов несущей способности оснований) за расчетную поверхность грунта следует принимать: для фундаментов устоев

— естественную поверхность грунта; для фундаментов промежуточных опор — поверхность грунта у опор на уровне срезки (планировки) или местного размыва, определяемого согласно СН РК 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) и 5.4.1-5.4.3 настоящего свода правил, при расчетном и наибольшем расходах (для расчетов на действие соответственно расчетных (крайних) и эксплуатационных нагрузок).

Для устоев и береговых промежуточных опор со свайными фундаментами, ростверки которых расположены над грунтом, а сваи погружены сквозь отсыпанную или намытую часть насыпи, расчетную поверхность грунта допускается принимать с учетом заделки свай в этой части насыпи.

11.2.5 Несущую способность одиночной сваи в грунтах при действии осевого сжимающего или выдергивающего усилия следует определять согласно СП РК 5.01-103.

11.2.6 Несущую способность основания в уровне низа свай следует проверять как для условного фундамента в соответствии с Приложением Я.

Указанная проверка не требуется для:

- однорядных фундаментов в любых грунтовых условиях;
- многорядных свайных фундаментов, сваи которых работают как стойки (при опирании их на скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и глинистые грунты твердой консистенции).

11.2.7 Если под несущим слоем грунта, воспринимающим давление подошвы фундамента или нижних концов свай, залегает слой менее прочного грунта, следует проверить несущую способность этого слоя в соответствии с Приложением 1.

11.2.8 Расчет по устойчивости фундаментов против глубокого сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) следует выполнять для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев при насыпях высотой более 12 м — во всех случаях, при насыпях высотой от 6 до 12 м — в случаях расположения в основании фундаментов слоя глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом.

11.2.9 Осадку и крен фундаментов мелкого заложения следует рассчитывать согласно СП РК 5.01-102.

В расчете осадки устоев при высоте насыпи более 12 м следует учитывать дополнительное вертикальное давление на основание от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое в соответствии с Приложением 2.

11.2.10 Осадку фундамента из свай или из опускного колодца следует определять в соответствии с требованиями 11.2.9, рассматривая такой фундамент как условный в форме прямоугольного параллелепипеда размерами, принимаемыми в соответствии с Приложением Я.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным статических испытаний ее в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий:

- сваи работают как стойки;
- число продольных рядов свай не более трех.

11.2.11 При определении осадок фундаментов по 11.2.9 и 11.2.10 за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

Осадки фундаментов допускается не определять:

- при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины — для всех мостов;
- при опирании фундаментов на прочие грунты — для мостов внешне статически определимых систем пролетом до 55 м на железных и до 105 м — на автомобильных дорогах.

11.2.12 Следует соблюдать требования, когда напряжение в бетоне ростверка от давления торца свай, как правило, не превышает расчетное сопротивление бетона ростверка по нормам для осевого сжатия в расчетах по прочности.

Если напряжение превышает расчетное сопротивление бетона ростверка, следует применить бетон более высокого класса или предусмотреть укладку арматурных сеток из стержней диаметром 12 мм над каждой свайей (одной сетки, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка до 20 %, или двух сеток, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона на 20 – 30 %).

11.3 Конструирование фундаментов

11.3.1 Фундаменты мостов и труб следует закладывать в грунт на глубине, определяемой расчетами несущей способности оснований и фундаментов согласно подразделу 11.2 и принимаемой не менее значений, установленных в СП РК 5.01-102 для фундаментов мелкого заложения, СП РК 5.01-103 для свай и ростверков. Минимальное расстояние между сваями в плане следует назначать согласно СП РК 5.01-103.

В пределах водотоков фундаменты мостов должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого согласно СН РК 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) и 5.4.1 – 5.4.3 настоящего свода правил при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие соответственно расчетной (крайней) и эксплуатационной нагрузок.

11.3.2 Размеры в плане ростверка свайных фундаментов следует принимать исходя из расстояний между осями свай по СП РК 5.01-103 с учетом установленных СП РК 5.01-101 допусков на точность заглубления свай в грунт, а также из необходимости обеспечения между сваями и вертикальными гранями ростверка расстояния в свету не менее 25 см, для свай-оболочек диаметром более 2 м — не менее 10 см.

Тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом, запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части ростверка.

11.3.3 Сваи должны быть заделаны в ростверк (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) на длину, определяемую расчетом и принимаемую не менее половины периметра призматических свай, и 1,2 м — для свай диаметром 0,6 м и более.

Допускается заделка свай в ростверк с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной, определяемой расчетом, но не менее 30 диаметров стержней — при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержней — при гладкой арматуре. При этом сваи следует заводить в ростверк не менее чем на 10 см.

11.3.4 Железобетонный ростверк необходимо армировать по расчету согласно требованиям раздела 7.

СП РК 3.03-112-2013

Бетонный ростверк следует армировать конструктивно в его нижней части (в промежутках между сваями). Площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста следует принимать не менее 10 см^2 на 1 м ширины или длины ростверка.

11.3.5 Прочность раствора, применяемого для заделки свай или свай-столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, принимается не ниже 9,8 МПа, в остальных грунтах — не ниже 4,9 МПа.

11.3.6 При необходимости устройства уступов фундамента их размеры должны быть обоснованы расчетом, а отклонение от вертикали поверхностей, соединяющих внутренние ребра уступов бетонного фундамента, не должно превышать 30° .

Наклон к вертикали боковых граней опускного колодца (или отношение суммарной ширины уступов колодца к глубине заложения), как правило, не должен превышать 1:20. Наклон более указанного допускается при условии принятия мер, обеспечивающих погружение колодцев с заданной точностью.

Приложение А (информационное)

Обозначения

А.1 Обозначения, принятые в Разделе 5

- M_u — момент опрокидывающих сил;
 M_z — момент удерживающих сил;
 Q_r — сдвигающая сила;
 Q_z — удерживающая сила;
 l — расчетный пролет;
 h — высота;
 $1 + \mu$ — динамический коэффициент;
 m — коэффициент условий работы;
 γ_f — коэффициент надежности по нагрузке;
 γ_n — коэффициент надежности по назначению.

А.2 Обозначения, принятые в Разделе 6

- A — площадь;
 P — сосредоточенная вертикальная нагрузка;
 F_h — сосредоточенная горизонтальная поперечная сила;
 M — момент силы;
 G — модуль сдвига;
 S_f — сила сопротивления вследствие трения;
 S_h — реактивное сопротивление резиновых опорных частей;
 T — период;
 p — интенсивность временной вертикальной нагрузки от пешеходов;
 p_v — вертикальное давление от веса насыпи;
 v — интенсивность эквивалентной нагрузки от вертикального воздействия временной подвижной нагрузки;
 v_h — интенсивность горизонтальной распределенной нагрузки;
 ψ — линейная нагрузка при определении давления на звенья труб;
 u — величина, определяющая интенсивность горизонтальной распределенной нагрузки;
 q_0 — интенсивность скоростного напора ветра;
 γ_n — нормативный удельный вес грунта;
 v_{vb} — удельный вес перевозимой породы;
 v_t — наибольшая установленная скорость;
 λ — длина загрузки линии влияния;
 α — проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния;
 a — суммарная толщина слоев резины в опорных частях;

- h, h_x — высота засыпки труб;
 d — диаметр;
 r — радиус;
 δ — перемещение в опорных частях;
 f — стрела арки;
 c — длина соприкосновения колес подвижной нагрузки с проезжей частью;
 φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта;
 ε_n — предельная относительная деформация усадки бетона;
 c_n — удельная деформация ползучести бетона;
 t — температура;
 $t_{n,T}$ — максимальная положительная температура;
 $t_{n,x}$ — минимальная отрицательная температура;
 t_3 — температура замыкания;
 Δ_1 — отклонение температуры;
 z — количество устанавливаемых блоков;
 α — коэффициент линейного расширения;
 η — коэффициент сочетания нагрузок;
 γ_f — коэффициент надежности по нагрузке;
 C_v — коэффициент вертикального давления для звеньев труб;
 $1 + \mu$,
 $1 + \frac{2}{3}\mu$ — динамические коэффициенты;
 τ_n — коэффициент нормативного бокового давления;
 c_w — аэродинамический коэффициент лобового сопротивления конструкции действию ветра;
 k_n — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора ветра в зависимости от высоты;
 ε — коэффициент, учитывающий отсутствие обращения особо тяжелого железнодорожного подвижного состава;
 S_1 — коэффициент, учитывающий воздействие временной нагрузки с других путей (полос движения);
 S_2 — коэффициент, учитывающий для совмещенных мостов одновременное загрузку проездов разного назначения;
 μ_n — нормативное значение коэффициента трения;
 μ_{\max}, μ_{\min} — максимальное и минимальное значения коэффициента трения.

А.3 Обозначения, принятые в Разделе 7

А.3.1 Характеристики материалов

А.3.1.1 Нормативные сопротивления бетона

- R_{bn} — осевому сжатию;
 R_{btn} — осевому растяжению.

А.3.1.2 Расчетные сопротивления бетона

При расчете по предельным состояниям первой группы:

R_b — осевому сжатию;

R_{bt} — осевому растяжению;

$R_{b,cut}$ — непосредственному срезу.

При расчете по предельным состояниям второй группы:

$R_{b,ser}$ — осевому сжатию;

$R_{bt,ser}$ — осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин;

$R_{b,mc1}$ — осевому сжатию - при расчете на стойкость против образования продольных микротрещин при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже;

$R_{b,mc2}$ — осевому сжатию - при расчете на эксплуатационную нагрузку по формулам сопротивления упругих материалов (расчет на совместное воздействие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды);

$R_{b,sh}$ — скалыванию при изгибе.

А.3.1.3 Нормативные сопротивления арматуры растяжению

R_{sn} — ненапрягаемой;

R_{pn} — напрягаемой.

А.3.1.4 Расчетные сопротивления арматуры растяжению, сжатию

R_s — ненапрягаемой - растяжению;

R_p — напрягаемой - растяжению;

R_{sc} — ненапрягаемой - сжатию;

R_{pc} — напрягаемой, расположенной в сжатой зоне.

А.3.1.5 Отношение модулей упругости

n_1 — отношение модулей упругости, принимаемые при расчете по прочности, а при напрягаемой арматуре также и при расчете на выносливость;

n' — то же, принимаемые при расчете на выносливость для элементов с ненапрягаемой арматурой.

А.3.1.6 Геометрические характеристики

A'_b — площадь сечения сжатой зоны бетона;

A_b — площадь сечения всего бетона;

A_{red} — площадь приведенного сечения элемента;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна;

A_s, A'_s — площадь сечения ненапрягаемой растянутой и сжатой продольной арматуры;

A_p, A'_p — то же, напрягаемой арматуры;

μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения растянутой продольной арматуры к площади поперечного

сечения без учета сжатых и растянутых свесов поясов;

- b — ширина прямоугольного сечения, ширина стенки (ребра) таврового, двутаврового и коробчатого сечений;
- b'_f — ширина пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений в сжатой зоне;
- h — высота сечения;
- h'_f — приведенная (включая вуты) высота сжатого пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений;
- h_0 — рабочая высота сечения;
- x — высота сжатой зоны бетона;
- a_s, a_p — расстояние от центра тяжести растянутой соответственно ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры до ближайшей грани сечения;
- a'_s, a'_p — то же, для сжатой арматуры;
- e_c — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;
- η — коэффициент, учитывающий влияние поперечного изгиба при внецентренном сжатии (вводится к значению e_c), принимаемый согласно 7.4.1.6;
- e_0 — расчетное расстояние от продольной силы N до центра тяжести растянутой арматуры внецентренно сжатого сечения (с учетом коэффициента η , вводимого к значению e_c);
- e, e' — расстояние от оси приложения продольной силы N до центра тяжести соответственно растянутой и сжатой арматуры внецентренно растянутого сечения;
- i — радиус инерции поперечного сечения;
- r — ядровое расстояние;
- d — диаметр круглого элемента, номинальный диаметр арматурных стержней.

А.3.1.7 Напряжения в бетоне

- σ_{bt} — растягивающее (с учетом потерь) напряжение в бетоне растянутой зоны предварительно напряженного элемента под временной нагрузкой;
- σ_{mt}, σ_{mc} — главные растягивающие и главные сжимающие напряжения;
- σ_{bx}, σ_{by} — нормальные напряжения в бетоне соответственно вдоль продольной оси и в направлении, нормальном к ней;
- σ_c — нормальные сжимающие напряжения в бетоне;
- τ_b — касательные напряжения в бетоне.

А.3.1.8 Напряжения в арматуре

- σ_s — напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре под нагрузкой;
- σ_p — суммарное напряжение в напрягаемой арматуре растянутой зоны под нагрузкой;
- σ_{pc} — вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, $\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$;

σ_{pc1} — расчетное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне (за вычетом всех потерь).

А.4 Обозначения, принятые в Разделе 8

- A — площадь сечения брутто;
- A_{bn} — площадь сечения болта нетто;
- A_n — площадь сечения нетто;
- A_f — площадь сечения полки (пояса);
- A_w — площадь сечения стенки;
- A_{wf} — площадь сечения по металлу углового шва;
- A_{wz} — площадь сечения по металлу границы сплавления;
- E — модуль упругости;
- F — сила;
- G — модуль сдвига;
- I_s — момент инерции сечения поперечного ребра;
- I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра;
- I_t — момент инерции кручения балки;
- I_x, I_y — моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$; здесь и далее ось $x - x$ — горизонтальная, ось $y - y$ — вертикальная;
- I_{xn}, I_{yn} — то же, сечения нетто;
- M — момент, изгибающий момент;
- M_{cr} — критический изгибающий момент в пределах расчетной длины сжатого пояса балки, определяемый по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения балки;
- M_x, M_y — моменты относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$;
- N — продольная сила;
- N_{cr} — критическая нормальная сила, определяемая по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения элементов;
- Q — поперечная сила, сила сдвига;
- Q_{fic} — условная поперечная сила для соединительных элементов;
- Q_s — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;
- R_{ba} — расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов;
- R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;
- R_{bp} — расчетное сопротивление смятию болтовых соединений;
- R_{bs} — расчетное сопротивление болтов срезу;
- R_{bt} — расчетное сопротивление болтов растяжению;
- R_{bun} — нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению σ_b по государственным стандартам и техническим условиям на болты;

- R_{cd} — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);
 R_{dh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки или каната;
 R_{lp} — расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
 R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);
 R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу;
 R_{th} — расчетное сопротивление стали растяжению в направлении толщины проката;
 R_u — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
 R_{un} — временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_b по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
 R_{wf} — расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;
 R_{wu} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;
 R_{wun} — нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;
 R_{ws} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;
 R_{wy} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;
 R_{wz} — расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;
 R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
 R_{yn} — предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
 S — статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;
 W_x, W_y — минимальные моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$;
 W_{xn}, W_{yn} — минимальные моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$;
 b — ширина;
 b_{ef} — расчетная ширина;
 b_f — ширина полки (пояса);
 b_h — ширина выступающей части ребра, свеса;
 e — эксцентриситет силы;
 e_{rel} — относительный эксцентриситет ($e_{rel} = eA/W_c$);

- e_{ef} — приведенный относительный эксцентриситет ($e_{ef} = e_{rel}\eta$);
 h — высота;
 h_w — расчетная высота стенки (расстояние между осями поясов);
 i — радиус инерции сечения;
 i_{min} — наименьший радиус инерции сечения;
 i_x, i_y — радиусы инерции сечения относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$;
 k_f — катет углового шва;
 l — длина, пролет;
 l_c — длина распорки;
 l_d — длина раскоса;
 l_{ef} — расчетная длина, условная длина;
 l_m — длина панели (расстояние между узлами решетчатой конструкции);
 l_s — длина планки;
 l_w — длина сварного шва;
 l_x, l_y — расчетная длина элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x - x$ и $y - y$;
 m — коэффициент условий работы;
 m_b — коэффициент условий работы соединения;
 r — радиус;
 t — толщина;
 t_f — толщина полки (пояса);
 t_w — толщина стенки;
 β_f, β_z — коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;
 γ_n — коэффициент надежности по назначению;
 γ_m — коэффициент надежности по материалу;
 γ_u — коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;
 η — коэффициент влияния формы сечения;
 λ — гибкость ($\lambda = l_{ef}/i$);
 λ_x, λ_y — расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x - x$ и $y - y$;
 ν — коэффициент поперечной деформации стали (коэффициент Пуассона);
 σ_x, σ_y — нормальные напряжения, параллельные осям соответственно $x - x$ и $y - y$;
 τ_{xy} — касательное напряжение;
 φ — коэффициент продольного изгиба.

А.5 Обозначения, принятые в Разделе 9

- n_i — коэффициент приведения i -го материала сечения;
 E_i, E_{ij} — модуль упругости i -го материала сечения с указанием j -го вида арматуры;
 I_i, I_{ij} — момент инерции сечения или его частей с указанием принадлежности к

- j -му расчету;
- W_{ij} — момент сопротивления i -й фибры j -й части сечения;
- A_i, A_{ij} — площадь сечения или его элементов;
- z_{ij} — расстояние i -го элемента сечения до j -го центра тяжести;
- b, b_i — ширина элемента или его i -й части;
- t_i, t_{ij} — толщина i -го элемента сечения с указанием местоположения j ;
- $t_{n,\max}, t_{\max}$ — соответственно эксплуатационная и расчетная максимальная разность температур;
- M, M_i, M_{ij} — изгибающий момент i -й стадии работы для j -го расчетного случая;
- N, N_i, N_{ij} — нормальная сила от внешнего воздействия или замены i -й части сечения с указанием j -го напряженного состояния материалов, составляющих заменяемую часть;
- S_i, S_{ij} — сдвигающее усилие, возникающее от i -го вида усилия или воздействия, с указанием местоположения j (в отдельных случаях с указанием j -го вида расчета);
- S_{ij} — интенсивность сдвигающих усилий на i -м участке пролетного строения от j -го усилия;
- R_i — расчетное сопротивление i -го материала сечения;
- R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;
- $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин;
- $\sigma_i, \sigma_{il}, \sigma_{ij}$ — напряжения в i -м материале сечения с указанием самоуравновешенных напряжений по сечению i или местоположения проверяемой фибры j ;
- $\varepsilon_i, \varepsilon_{ij}$ — деформации i -го материала сечения или от i -го воздействия с указанием j -го положения по сечению;
- ρ — характеристика цикла;
- α, η — поправочные коэффициенты к действующим усилиям;
- k — поправочный коэффициент к значению деформации бетона;
- ψ_{cr} — коэффициент, учитывающий работу бетона при наличии трещин;
- m, m_i — коэффициент условий работы i -го материала или элемента сечения;
- P_i — характерные точки сечения.

А.6 Обозначения, принятые в Разделе 10

- N_d — расчетное значение осевого усилия;
- M_d — расчетное значение изгибающего момента;
- Q_d — расчетное значение поперечной силы;
- N_{dd} — расчетное значение несущей способности клеенного штыря на выдергивание или продавливание.

А.6.1 Расчетные сопротивления древесины

- R_{db} — при изгибе;
- R_{dt} — растяжению вдоль волокон;
- R_{ds} — сжатию вдоль волокон;

- R_{dc} — то же, в клееных конструкциях;
 R_{dqs} — смятию вдоль волокон;
 R_{dq} — сжатию и смятию всей поверхности поперек волокон;
 R_{dcq} — то же, в клееных конструкциях;
 R_{dap} — местному смятию поперек волокон;
 R_{dqa} — то же, на части длины элемента;
 R_{dab} — скалыванию вдоль волокон при изгибе;
 R_{dam} — скалыванию (непосредственному) вдоль волокон;
 R_{dsm} — скалыванию поперек волокон;
 R_{qa} — смятию и скалыванию под углом α к направлению волокон;
 R_{daf} — скалыванию по клеевым швам вдоль волокон при изгибе;
 R_{daf} — скалыванию по клеевому шву вдоль волокон в клеештыревых соединениях;
 R_{dafa} — скалыванию по клеевому шву в клеештыревых соединениях при вклеивании штырей под углом α к направлению волокон.

А.6.2 Расчетные площади

- A_{br} — поперечного сечения брутто;
 A_{nt} — поперечного сечения нетто;
 A_d — поперечного сечения при проверке на устойчивость;
 A_a — скалывания;
 A_q — смятия.

А.6.3 Другие характеристики

- S_{br} — статический момент брутто части сечения относительно нейтральной оси;
 W_{nt} — момент сопротивления ослабленного сечения;
 I_x, I_y — моменты инерции сечения нетто соответственно относительно осей x – x и y – y ;
 x, y — расстояния от главных осей соответственно x – x и y – y до наиболее удаленных точек сечения;
 l — расчетный пролет плиты; теоретическая длина сваи; длина штопки;
 l_a — расстояние между связями ветвей в составных элементах; длина колодки в составных элементах;
 l_c — расчетная длина элемента при проверке устойчивости;
 l_s — длина площадки смятия древесины вдоль волокон;
 l_d — расчетная длина скалывания в соединениях на колодках;
 l_l — длина заделки скрепления;
 a — размер ската колеса в направлении поперек дороги; расстояние между колодками в свету; глубина врезки;
 b — ширина балки; полная ширина сечения составного элемента;
 z — плечо сил, скалывающих колодку;
 d — диаметр;
 d_l — диаметр отверстия под штырь;

- δ — зазор при сплачивании бревен; толщина одной доски;
- t — толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;
- t_1 — толщина средних соединяемых элементов;
- t_2 — толщина крайних соединяемых элементов;
- t — толщина дорожного покрытия;
- λ — гибкость элемента;
- λ_a — гибкость ветви составного элемента;
- λ_z — приведенная гибкость составного элемента;
- n — число срезов в начальном соединении;
- n_q — число срезов связей в одном шве;
- n_f — число швов между ветвями элементов;
- m — коэффициент условий работы;
- m_q — то же, на смятие поперек волокон;
- m_a — то же, на скалывание вдоль волокон;
- φ — коэффициент продольного изгиба;
- μ_z — коэффициент приведения гибкости;
- Δ — коэффициент податливости соединения;
- ξ — коэффициент, учитывающий влияние на устойчивость дополнительного момента от нормальной силы.

А.7 Обозначения, принятые в Разделе 11

А.7.1 Характеристика грунтов

- e — коэффициент пористости;
- I_L — показатель текучести;
- I_p — число пластичности;
- γ — удельный вес;
- φ — угол внутреннего трения;
- R_c — предел прочности на одноосное сжатие образцов скальных грунтов;
- R_{nc} — предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

А.7.2 Нагрузки, давления, сопротивления

- F — сила, расчетное значение силы;
- M — момент сил;
- N — сила, нормальная к подошве фундамента;
- p, p_{\max} — соответственно среднее и максимальное давление подошвы фундамента на грунт;
- R — расчетное сопротивление грунта;
- R_0 — табличное значение условного сопротивления грунта.

А.7.3 Геометрические характеристики

- b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента;
- a — длина подошвы фундамента;
- A — площадь подошвы фундамента;
- d — глубина заложения фундамента;

- d_w — глубина воды;
 h — толщина слоя грунта или высота насыпи;
 e_0 — эксцентриситет равнодействующей нагрузок относительно центральной оси подошвы фундамента;
 r — радиус ядра сечения фундамента у его подошвы;
 W — момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра;
 z — расстояние от подошвы фундамента.

А.7.4 Коэффициенты

- γ_g — надежности по грунту;
 γ_n — надежности по назначению сооружения;
 γ_c — условий работы.

Приложение Б
(обязательное)

Габариты приближения конструкций мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных автомобильных дорогах, в сельскохозяйственных предприятиях, на внутренних автомобильных дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах

Б.1 Настоящее приложение устанавливает габариты приближения конструкций мостов – предельные поперечные очертания (в плоскости, перпендикулярной продольной оси проезжей части), внутрь которых не должны заходить какие-либо элементы сооружения или расположенных на нем устройств.

ПРИМЕЧАНИЕ Габариты условно обозначают буквой Г и числом (после тире), равным расстоянию между ограждениями.

Б.2 Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах при отсутствии трамвайного движения приведены на Рисунке Б.1, при этом левая половина каждой схемы относится к случаю примыкания тротуаров к ограждениям, правая – к случаю раздельного размещения тротуаров.

Обозначения, принятые на схемах габаритов:

nb – общая ширина проезжей части или ширина проезжей части для движения одного направления;

n – число полос движения и b – ширина каждой полосы движения принимаются:

- для мостов на дорогах общего пользования – по Таблице Б.1 настоящего приложения, по СП РК 3.03-101;

- на внутрихозяйственных дорогах – по Таблице Б.1 настоящего приложения;

- на дорогах промышленных предприятий – по СП РК 3.03-122;

- на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах – по СП РК 3.01-101;

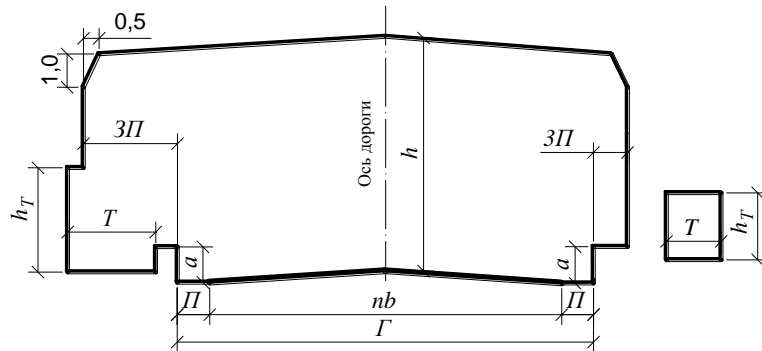
h – габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до верхней линии очертания габарита), принимаемый для мостов (обозначение категорий дорог приведено в Таблице Б.1):

- на автомобильных дорогах общего пользования I-III категорий – не менее 5,5 м, IV-V категорий – не менее 5,0 м по СТ РК 1379;

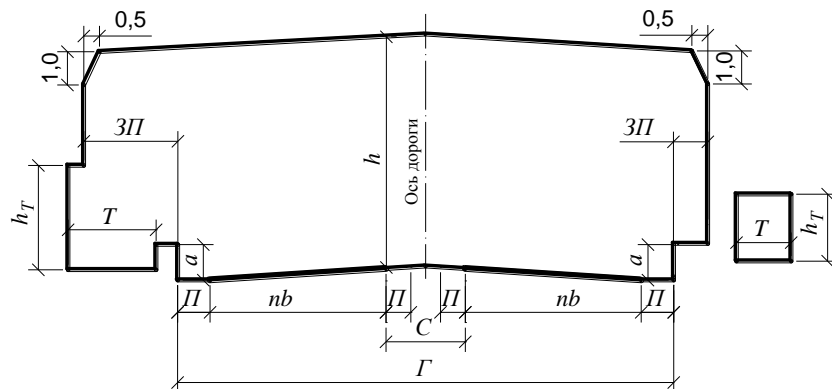
- на внутрихозяйственных автомобильных дорогах и на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах – не менее 5,0 м;

- на автомобильных дорогах промышленных предприятий с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности III-п и IV-п категорий – не менее высоты намеченных к обращению транспортных средств плюс 1 м, но не менее 5 м;

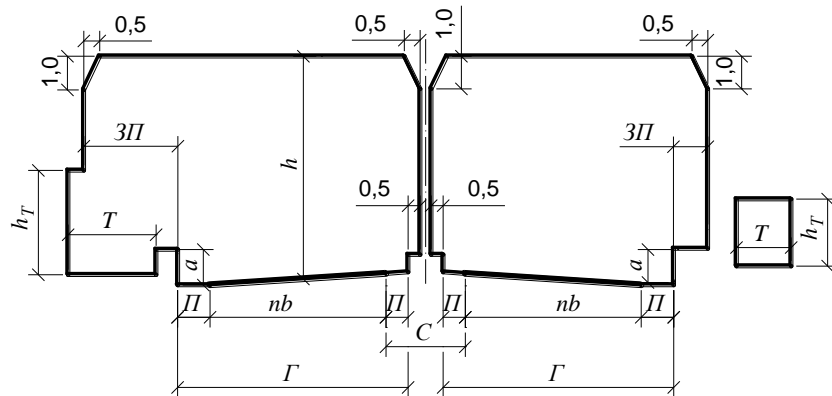
а)



б)



в)



а) при отсутствии разделительной полосы; б) с разделительной полосой без ограждений; в) с разделительной полосой при наличии ограждений

Рисунок Б.1 – Схемы габаритов приближения конструкций на автодорожных и городских мостах

Π – полосы безопасности (предохранительные полосы);

C – разделительные полосы (при многополосном движении в каждом направлении), ширина которых равна расстоянию между краями проезжих частей разного направления движения;

$ЗП$ – защитные полосы, ширину которых, как правило, следует принимать равной 0,5 м, для деревянных мостов с ездой понизу – 0,25 м;

b – бровка земляного полотна;

Γ – расстояние между ограждениями проезда, в которое входит и ширина разделительной полосы, не имеющей ограждений;

T – ширина тротуаров по 5.8.2;

a – высота ограждений проездов в соответствии с 5.8.3;

h_T – габарит по высоте на тротуарах, принимаемый не менее 2,5 м.

Б.3 Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах, при отсутствии трамвайного движения следует принимать по Таблице Б.1.

Таблица Б.1 - Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах

Расположение моста	Категория дороги или улицы	Общее число полос движения	Ширина расчетного автомобиля d , м	Габарит	Ширина, м	
					полос безопасности $П$	проезжей части nb
Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутренние автомобильные дороги промышленных предприятий (без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности)	I	8	2,5	$\frac{\Gamma - (17,0 + C + 17,0)}{2(\Gamma - 19,0)}$	2,0	2×15,0
		6		$\frac{\Gamma - (13,25 + C + 13,25)}{2(\Gamma - 15,25)}$		2×11,25
		4		$\frac{\Gamma - (9,5 + C + 9,5)}{2(\Gamma - 11,5)}$		2×7,5
	II	2		Г-11,5	2,0	7,5
	III	2		Г-10	1,5	7,0
	IV	2		Г-8*	1,0	6,0
	V	1		Г-6,5**	1,0	4,5
		1		Г-4,5	0,5	3,5
Автомобильные внутрихозяйственные дороги в сельскохозяйственных предприятиях и организациях	I-с	2	2,5	Г-8*	1,0	6,0
	II-с	1		Г-6,5** Г-4,5	1,0 0,5	4,5 3,5
		III-с		1	Г-4,5	0,5

Таблица Б.1 - Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах
(продолжение)

Расположение моста	Категория дороги или улицы	Общее число полос движения	Ширина расчетного автомобиля d , м	Габарит	Ширина, м	
					полос безопасности $П$	проезжей части $пб$
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные дороги скоростного движения и улицы общего городского значения непрерывного движения	8	2,5	$\frac{\Gamma - (16,5 + C + 16,5)}{2(\Gamma - 18)}$	1,5	2×15
		6		$\frac{\Gamma - (12,75 + C + 12,75)}{2(\Gamma - 14,25)}$		2×11,25
		4		$\frac{\Gamma - (9,0 + C + 9,0)}{2(\Gamma - 10,5)}$		2×7,5
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные дороги скоростного движения и улицы общего городского значения регулируемого движения	8	2,5	$\frac{\Gamma - (15,0 + C + 15,0)}{2(\Gamma - 16)}$	1,0	2×14
		6		$\frac{\Gamma - (11,5 + C + 11,5)}{2(\Gamma - 12,5)}$		2×10,5
		4		$\frac{\Gamma - (8,0 + C + 8,0)}{2(\Gamma - 9)}$		2×7
		2		$\Gamma - 9$		7
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные транспортно-пешеходные улицы районного значения, улицы и дороги научно-производственных, промышленных и коммунально-складских районов, поселковые дороги и главные улицы	4	2,5	$\frac{\Gamma - 16}{\Gamma - (8,0 + C + 8,0)}$ $\frac{\Gamma - (8,0 + C + 8,0)}{2(\Gamma - 9)}$	1,0	14 2×7
		2	2,5	$\Gamma - 9$	1,0	7
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные пешеходно-транспортные улицы районного значения	2	2,5	$\Gamma - 10$	1,0	8

Таблица Б.1 - Габариты по ширине мостов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных дорогах в сельскохозяйственных предприятиях и организациях, дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах

(продолжение)

Расположение моста	Категория дороги или улицы	Общее число полос движения	Ширина расчетного автомобиля d , м	Габарит	Ширина, м	
					полос безопасности $П$	проезжей части nb
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Улицы и дороги в жилой застройке местного значения, парковые дороги	2	2,5	Г - 8	1,0	6

* Для деревянных мостов (кроме мостов из клееной древесины) допускается применять габарит Г-7.

** То же, габарит Г-6.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В графе «Габарит» над чертой указаны габариты мостов при отсутствии ограждений на разделительной полосе, под чертой – при наличии ограждений или при отдельных пролетных строениях под каждое направление движения.

В графе «Категория дороги или улицы» на внутренних дорогах промышленных предприятий без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности соответствующие категории дорог согласно СП РК 3.03-122 имеют индекс «в» (внутренние) и индекс «к» (карьерные), с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности (ширина автомобиля более 2,5 м) следует принимать индекс «п», а для сельскохозяйственных дорог согласно СНиП 2.05.11 – индекс «с».

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В не предусмотренных Таблицей Б.1 случаях (в частности, для мостов на дорогах промышленных предприятий с обращением автомобилей особо большей грузоподъемности) габариты мостов по ширине следует устанавливать по формулам: $G = П + nb + C + nb + П$; $G = П + nb + П$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Ширину полос безопасности $П$ следует принимать в зависимости от установленных для дороги расчетных скоростей движения (используя данные, приведенные в Таблице Б.1).

Для мостов на дорогах промышленных предприятий (в том числе и с обращением автомобилей особо большой грузоподъемности) размер полос безопасности следует принимать $П = 1,50$ м.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 На лесовозных и хозяйственных дорогах лесозаготовительных предприятий, выходящих на сеть дорог общего пользования, габарит мостов (в том числе деревянных) на дорогах IV категории следует принимать равным Г-8 при ширине проезжей части 6,5 м и полосах безопасности 0,75 м.

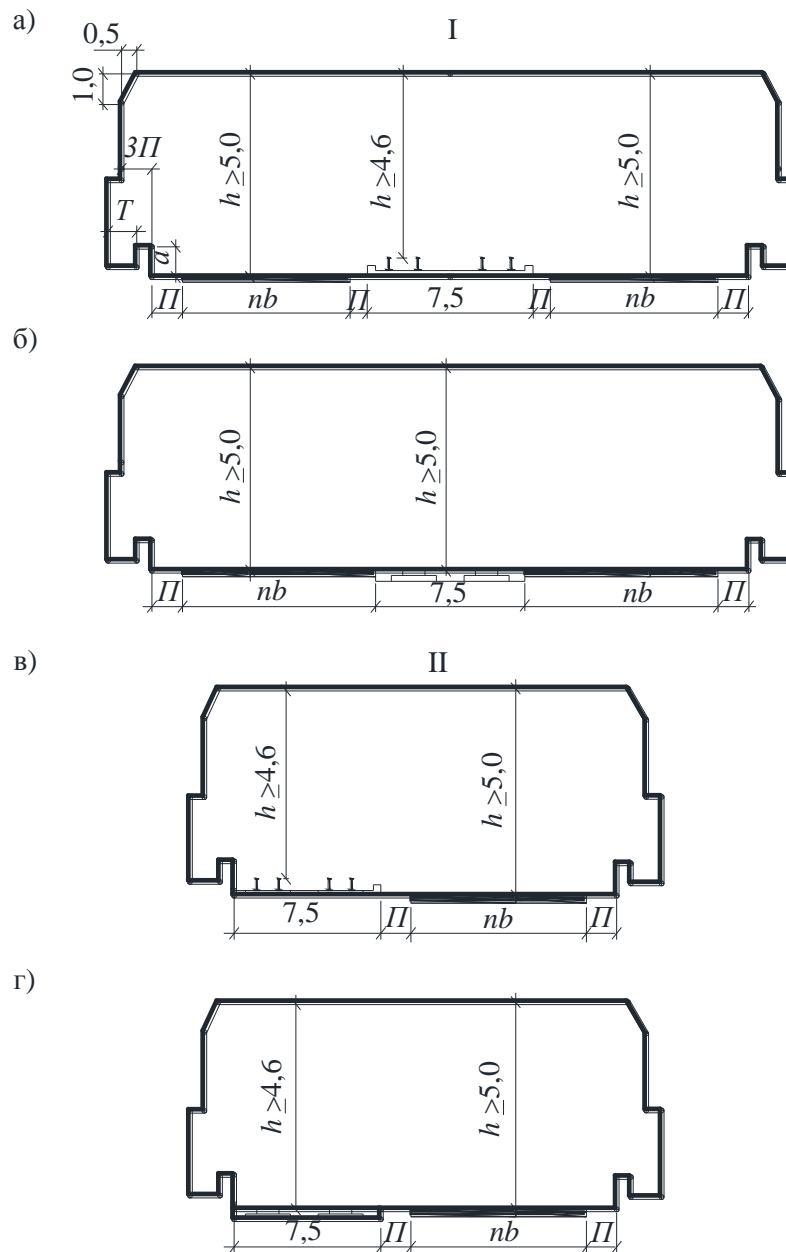
ПРИМЕЧАНИЕ 5 Если в данном регионе эксплуатируются (являются расчетными) сельскохозяйственные машины, имеющие габариты, превышающие указанные в Таблице Б.1, то габариты мостов в этом регионе следует назначать увеличенными в зависимости от дорожного просвета (возвышения над дорожной одеждой) частей, выступающих за наружную поверхность шин колес или гусениц машины.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей менее 0,35 м (для деревянных мостов – менее 0,30 м), габарит моста следует назначать на 1 м шире габарита машины в транспортном положении.

В случаях когда дорожный просвет выступающих частей 0,35 м и более (для деревянных мостов – 0,30 м и более), габарит моста следует назначать на 1,5 м шире расстояния между наружными поверхностями шин колес или гусениц сельскохозяйственной машины.

Б.4 Схемы габаритов приближения конструкций для городских мостов с трамвайным движением следует принимать согласно Рисунку Б.2 (обозначения – по пункту Б.2 настоящего приложения) и данным Таблицы Б.1.

Габарит по ширине мостов, предназначенных только под трамвайное движение (два пути), следует принимать не менее 9,0 м.



I — трамвайные пути расположены на оси моста;

II — трамвайные пути смещены относительно оси моста

а, в — на обособленном полотне; б, г — на общем полотне.

Рисунок Б.2 — Схемы габаритов приближения конструкций городских мостов с трамвайным движением

Б.5 На совмещенных мостах при расположении двухполосной проезжей части автомобильной дороги по одной полосе с каждой стороны железнодорожных путей или путей метрополитена габарит по ширине на каждой полосе движения должен быть не менее 5,5 м.

Б.6 Полосы безопасности шириной меньшей, чем указано в Таблице Б.1, допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании назначать:

СП РК 3.03-112-2013

- для мостов длиной свыше 100 м на дорогах I – III и III-п категорий и длиной свыше 50 м на дорогах IV и IV-п категорий, если мосты расположены на расстоянии свыше 100 км от крупнейших городов и свыше 50 км от других городов, а расчетная интенсивность движения транспортных средств снижается в 2 раза и более по сравнению с пригородными участками указанных дорог;

- в случае расположения мостов на участках дорог с уменьшенной шириной обочины;

- при переустройстве мостов;

- на путепроводах – при наличии переходно-скоростных полос (со стороны этих полос);

- на мостах с дополнительной полосой движения на подъеме (со стороны этой полосы).

При этом ширина полос безопасности должна быть не менее: 1,5 м на мостах дорог общего пользования I-III категорий; 1,0 м на мостах дорог общего пользования III и III-п категорий; 0,75 м на мостах дорог общего пользования IV-V и IV-п категорий.

ПРИМЕЧАНИЕ При назначении полос безопасности шириной меньшей, чем указано в Таблице Б.1, следует предусматривать установку дорожных знаков, регулирующих режим движения транспортных средств.

Б.7 При расположении мостов на кривых в плане проезжая часть должна быть уширена в зависимости от категории дорог в соответствии с требованиями СП РК 3.03-101, СП РК3.03-122 или СП РК 3.01-101.

Проезжую часть автодорожных мостов допускается уширять за счет уменьшения полос безопасности при условии соблюдения ее размеров по Б.6 или увеличения габаритов приближения конструкций.

Б.8 Ширина разделительной полосы на мосту должна быть такой же, как на дороге или улице.

На больших мостах при соответствующих технико-экономических обоснованиях ширину разделительной полосы допускается уменьшать, но принимать не менее чем 2,0 м плюс ширина ограждения.

Б.9 Габариты приближения конструкций под путепроводами через автомобильные дороги при отсутствии пешеходного движения должны соответствовать Рисунку Б.3.

При расположении опор на разделительной полосе расстояние от кромки проезжей части до грани опоры должно быть, не менее, м:

- на дорогах общего пользования I категории - 3,0 (в том числе полоса безопасности 1,5 м);

- на городских дорогах и улицах - 1,5 (в том числе полоса безопасности 1,0 м).

Габариты по высоте под путепроводами через городские улицы и дороги следует принимать:

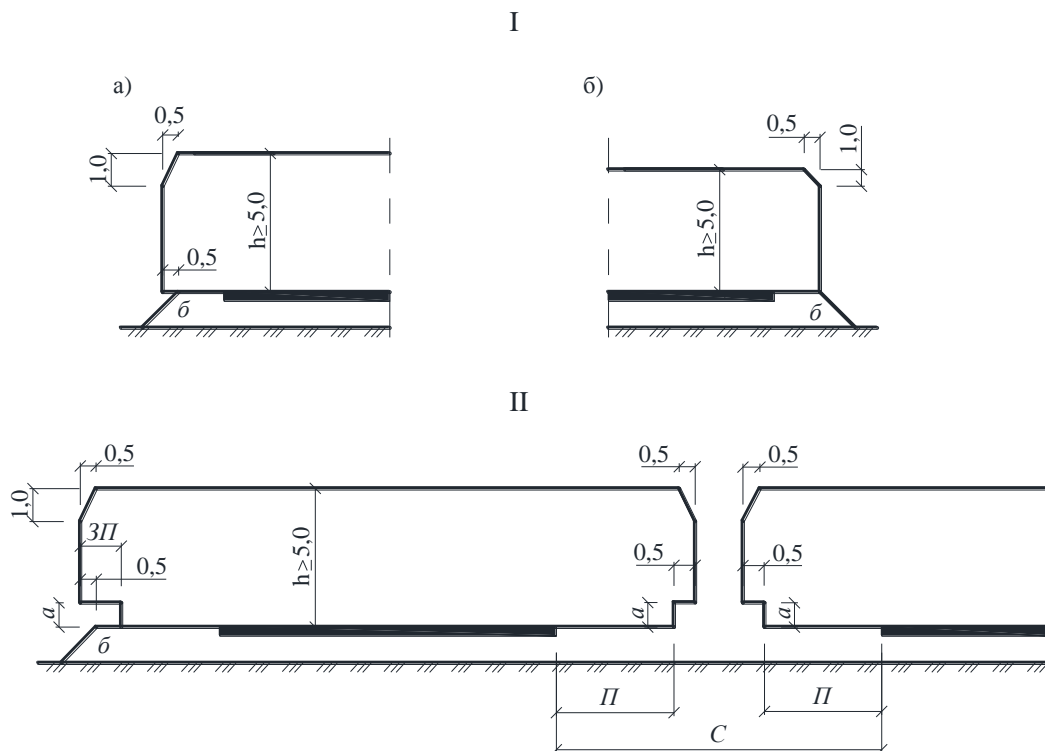
- при отсутствии трамвайных путей – по Б.2;

- при наличии трамвайных путей – по Рисунку Б.2.

Габариты по высоте под путепроводами через дороги III-п и IV-п категорий следует принимать по Б.2 настоящего приложения.

ПРИМЕЧАНИЕ При назначении отметок низа конструкций пролетных строений путепроводов, а также положения верхних связей в мостах с ездой понизу следует учитывать возможность повышения уровня проезда после ремонта проезжей части на толщину нового (дополнительного) слоя дорожного покрытия.

Б.10 Схемы габаритов приближения конструкций под путепроводами через автомобильные дороги приведены на Рисунке Б.3.



I — при отсутствии ограждений на пересекаемых дорогах; II — при наличии опор на разделительной полосе и ограждений на дороге; a — высота ограждений; $б$ — бровка земляного полотна; $ЗП$ - определяется конструкцией ограждающих устройств.

Рисунок Б.3 - Схемы габаритов приближения конструкций под путепроводами:

- а) - для дорог категорий I-III, III-п и IV-п;**
- б) - для дорог категорий IV и V.**

Б.11 Значения основных параметров ограждений и порядок их размещения следует принимать по СТ РК 1412, СТ РК ГОСТ Р 52606, СТ РК ГОСТ Р 52607.

Приложение В
(информационное)

Таблица В.1 - Коэффициенты сочетаний η для временных нагрузок и воздействий

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействия морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
7 и 8	9	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	10*	1	1	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	9, 11, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	9, 12, 13, 15, 19	0,8	0,8	0,8	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 13, 15, 19	0,8	0,8	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 14	0,8	0,8	—	0,7	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
	11, 12, 15	0,8	0,8	—	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	12, 13, 15	0,8	0,8	—	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	—
9	11, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—

Таблица В.1 - Коэффициенты сочетаний η для временных нагрузок и воздействий
(продолжение)

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействия морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
9	12, 13, 15, 19	0,8	0,8	0,8	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	14	0,8	0,8	0,8	—	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
10*	7, 8, 13, 15, 19	0,7	0,7	—	0,8	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	7, 8, 14	0,7	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
11	7–9, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,8	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
12**	7–9	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	—	—	—	—	—
	7, 8, 11, 15	0,7	0,7	—	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,7	—	—	—	—
	7–9, 13, 15, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	13, 15, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,8}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,7

Таблица В.1 - Коэффициенты сочетаний η для временных нагрузок и воздействий
(продолжение)

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействия морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
12**	15–17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,8}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,7
13	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—
	7-9, 12, 15, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	7, 8, 10, 15, 19	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	12, 15, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
14	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
	7–9	0,7	0,7	0,7	—	—	—	—	0,8	—	—	—	—	—
	7, 8, 10	0,7	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
	7–9, 11, 12	0,7	0,7	0,7	—	0,7	$\frac{0,5}{0,25}$	—	—	0,8	—	—	—	—

Таблица В.1 - Коэффициенты сочетаний η для временных нагрузок и воздействий
(продолжение)

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействия морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
15	7–9, 12, 13, 19	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7
	7, 8, 10, 13, 19	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,8	—	—	—	0,7
	12, 13, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,8	—	1	—	0,7
	12, 16, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,8	0,7	1	—	0,7
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—
	12, 15, 17, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,8	1	—	0,7
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—
	12, 13, 15, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,7
	12, 15, 16, 19	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,7
18***	7-9, 11, 19	$\frac{0,7}{0,3}$	$\frac{0,7}{0,3}$	$\frac{0,7}{-}$	—	$\frac{0,7}{-}$	—	—	—	—	—	—	0,8	0,7

Таблица В.1 - Коэффициенты сочетаний η для временных нагрузок и воздействий
(продолжение)

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействия морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	7–9, 12, 13, 15	0,7	0,7	0,7	—	—	$\frac{0,5}{0,25}$	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8
	7, 8, 10, 13, 15	0,7	0,7	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,8
	12, 13, 15, 17	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	0,7	—	0,7	—	1	—	0,8
	12, 15-17	—	—	—	—	—	$\frac{0,7}{0,5}$	—	—	0,7	0,7	1	—	0,8
<p>* При расположении мостов на кривых большого радиуса (когда центробежная сила невелика) нагрузку № 10 следует рассматривать как сопутствующую нагрузкам № 7 и № 8;</p> <p>** См. примечание 1 к 6.1.2;</p> <p>*** См. примечание 3 к 6.1.2;</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ Над чертой указаны значения коэффициента сочетаний, принимаемые при проектировании железнодорожных мостов и мостов метрополитена, под чертой — автодорожных и городских мостов.</p>														

Приложение Г
(обязательное)

**Методика определения равнодействующей нормативного
горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов**

Г.1 Равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления F_h , кН, на опоры мостов от собственного веса насыпного грунта, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли, при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее (Рисунок Г.1, а), следует определять по формуле

$$F_h = \frac{1}{2} p_h h_x b, \quad (\text{Г.1})$$

где p_h — нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на уровне нижней поверхности рассматриваемого слоя, принимаемое согласно 6.2.3;

h_x — высота засыпки, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия, м;

b — приведенная (средняя по высоте h_x) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное (боковое) давление грунта, м.

Плечо равнодействующей F_h от подошвы фундамента следует принимать равным $z = \frac{1}{3} h_x$.

Для массивных (в том числе с обратными стенками) и пустотелых (с продольными проемами) устоев, если ширина проема b_1 менее или равна двойной ширине обратной стенки b_2 , а также для сплошных (без проемов) фундаментов ширину b следует принимать равной расстоянию между внешними гранями конструкций.

Для пустотелых (с продольными проемами) устоев или для отдельных (с проемами) фундаментов, если $b_1 > 2b_2$, ширину b следует принимать равной удвоенной суммарной ширине стенок или отдельных фундаментов.

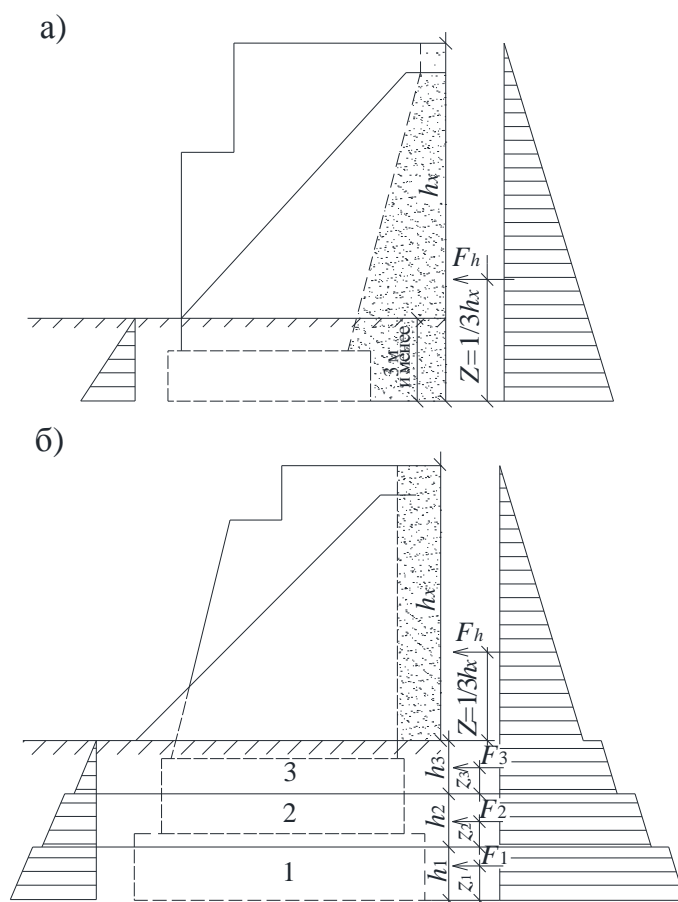
Для свайных или стоечных устоев, если суммарная ширина свай (стоек) равна или более половины всей ширины, за ширину b следует принимать расстояние между внешними гранями свай (стоек); если суммарная ширина свай (стоек) менее половины всей ширины опоры, то за ширину b следует принимать для каждой сваи (стойки) двойную ее ширину.

Значения γ_n и φ_n при определении давления p_h на всю высоту h_x допускается принимать как для дренирующего грунта засыпки.

Для свай, забитых в ранее возведенную (уплотненную) насыпь, горизонтальное (боковое) давление не учитывают.

Горизонтальное (боковое) давление грунта на опоры моста со стороны пролета следует учитывать, если в проекте сооружения предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность воздействия этого грунта при строительстве и эксплуатации моста.

Наклон задней грани устоя и силы трения между грунтом засыпки и данной гранью при определении силы F_h не учитывают.



1 — первый слой; 2 — второй слой; 3 — третий слой; а — при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее; б — то же, более 3 м.

Рисунок Г.1 — Схема эпюр давления грунта на опоры моста для определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры

Г.2 При глубине заложения подошвы фундамента более 3 м равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления каждого i -го (снизу) слоя грунта, расположенного ниже естественной поверхности земли, следует определять по формуле

$$F_i = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \tau_i (h_i + 2h_{0i}) b, \quad (\text{Г.2})$$

где γ_i — удельный вес грунта рассматриваемого слоя, Н/м³;

h_i — толщина рассматриваемого слоя, м;

τ_i — коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта для i -го слоя, определяемый по формуле

$$\tau_i = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right), \quad (\text{Г.3})$$

здесь φ_i — нормативное значение угла внутреннего трения слоя грунта;

h_{0i} — приведенная к удельному весу грунта засыпки общая толщина слоев грунта, расположенных выше верхней поверхности рассматриваемого слоя, м.

Например, для нижнего (первого) слоя приведенная на Рисунке Г.1, б толщина h_{0i} , м, составляет:

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}, \quad (\text{Г.4})$$

Плечо равнодействующей давления i -го слоя F_1 от нижней поверхности рассматриваемого слоя Z_i следует определять по формуле

$$Z_i = \frac{h_i}{3} \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}, \quad (\text{Г.5})$$

Приложение Д
(обязательное)

**Методика определения коэффициента вертикального давления грунта
при расчете звеньев (секций) труб**

Д.1 Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев (секций) труб C_v следует определять по формуле

$$C_v = 1 + B \left(2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (\text{Д.1})$$

где d — диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

h — высота засыпки при определении вертикального давления по Формуле (4) в 6.2.3, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия до верха звена (секции), м; при определении горизонтального (бокового) давления по Формуле (5) в 6.2.3 высоту засыпки h_x следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

τ_n — коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки, определяемый по Формуле (6) в 6.2.3;

φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы, град.

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \frac{sa}{h}, \quad (\text{Д.2})$$

где a — расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м;

s — коэффициент, принимаемый равным, при фундаментах:

- 1,2 - неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках);
- 1,1 - малоподатливых (на висячих сваях);
- 1,0 - массивных мелкозаложенных и грунтовых (нескальных) основаниях.

Если $B > \frac{h}{d}$, то следует принимать $B = \frac{h}{d}$.

Коэффициент вертикального давления грунта C_v^1 для многоочковых круглых водопропускных труб допускается вычислять по формуле

$$C_v^1 = n_v C_v, \quad (\text{Д.3})$$

где $n_v = 0,01(l/d)^2 + 0,02(l/d) + 0,9$, но не более 1 (здесь l — расстояние в свету между очками труб, м).

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта принимать, независимо от податливости основания, безразмерный коэффициент C_v , равным единице.

Д.2 При расчете гибких (из гофрированного металла и др.) звеньев (секций) труб и при определении давления на грунтовые (нескальные) основания коэффициент C_v следует принимать равным единице.

Приложение Е
(обязательное)

Нормативная временная вертикальная нагрузка СК от железнодорожного подвижного состава и правила загрузки ею линий влияния

Е.1 Значения нормативных эквивалентных нагрузок v для загрузки однозначных и отдельных участков двузначных линий влияния приведены в Таблице Е.1.

Таблица Е.1 - Значения нормативных эквивалентных нагрузок v для загрузки однозначных и отдельных участков двузначных линий влияния

Длина загрузки λ , м	Интенсивность эквивалентной нагрузки v , кН/м пути, при			
	К = 1		К = 14	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	49,03	49,03	686,5	686,5
1,5	39,15	34,25	548,1	479,5
2	30,55	26,73	427,7	374,2
3	24,16	21,14	338,3	296,0
4	21,69	18,99	303,7	265,8
5	20,37	17,82	285,2	249,5
6	19,50	17,06	272,9	238,8
7	18,84	16,48	263,7	230,7
8	18,32	16,02	256,4	224,4
9	17,87	15,63	250,2	218,9
10	17,47	15,28	244,5	214,0
12	16,78	14,68	234,9	205,5
14	16,19	14,16	226,6	198,3
16	15,66	13,71	219,3	191,8
18	15,19	13,30	212,7	186,0
20	14,76	12,92	206,6	180,8
25	13,85	12,12	193,9	169,7
30	13,10	11,46	183,4	160,5
35	12,50	10,94	175,0	153,2
40	12,01	10,51	168,2	147,2
45	11,61	10,16	162,6	142,2
50	11,29	9,875	158,0	138,3
60	10,80	9,807	151,1	137,3
70	10,47	9,807	146,6	137,3
80	10,26	9,807	143,6	137,3
90	10,10	9,807	141,4	137,3
100	10,00	9,807	140,0	137,3
110	9,944	9,807	139,3	137,3
120	9,895	9,807	138,6	137,3
130	9,865	9,807	138,1	137,3
140	9,846	9,807	137,9	137,3
150 и более	9,807	9,807	137,3	137,3

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Эквивалентные нагрузки, рассчитываемые в кН/м пути при значениях параметров $1,5 \leq \lambda \leq 50$ м ($\alpha = 0$ и $\alpha = 0,5$) и $\lambda > 50$ м ($\alpha = 0$), определены по формуле $v = \left(9,807 + \frac{10,787}{e^{0,04\lambda}} + \frac{43,149}{\lambda^2} \right) \left(1 - \frac{\alpha}{4} \right) K$, где $e = 2,718...$ — основание натуральных логарифмов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для промежуточных значений длин загрузки λ и промежуточных положений вершин линий влияния $\alpha = a/\lambda \leq 0,5$ значения нагрузки v следует определять по интерполяции.

В случаях, указанных ниже, при загрузении линий влияния следует применять нагрузки — равномерную интенсивностью $9,81 \text{ К кН/м}$ пути и от порожнего подвижного состава, указанные в 6.3.1.

Е.2 При расчете элементов мостов следует учитывать передачу и распределение давления элементами верхнего строения пути, при этом эквивалентную нагрузку v необходимо принимать:

а) при определении местного давления, передаваемого мостовыми поперечинами, а также металлическими скреплениями (с резиновыми прокладками) при укладке рельсов по железобетонной плите, — равной $24,5 \text{ К кН/м}$ пути, для расчета по устойчивости стенки балки — не более $19,62 \text{ К кН/м}$ пути;

б) при определении местного давления, передаваемого плитой балластного корыта (во всех случаях), а также при определении усилий для расчета плиты поперек пути — равной $19,62 \text{ К кН/м}$ пути, вдоль пути — не более $19,62 \text{ К кН/м}$ пути.

При устройстве пути на балласте значение $v \leq 19,62 \text{ К кН/м}$ при $\lambda \leq 25 \text{ м}$ следует принимать (в том числе для расчета опор, если балластный слой непрерывен) соответствующим $\alpha = 0,5$ независимо от положения вершин линий влияния.

Нагрузку для расчета плиты балластного корыта следует принимать равной v/b , кПа , где b — ширина распределения нагрузки, м , принимаемая равной $2,7 + h$ или $2,7 + 2h$ (в зависимости от того, что является более неблагоприятным при расчете отдельных сечений плиты), но не более ширины балластного корыта;

h — расстояние от подошвы шпал до верха плиты, м .

Е.3 При криволинейном, зубчатом (близком к треугольному) и четырехугольном очертаниях однозначные линии влияния и отдельно загруженные участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности $\psi < 1,10$ (отношение площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния при одинаковых длинах линий влияния и при одинаковых их наибольших ординатах) загружаются эквивалентной нагрузкой v согласно Е.2.

Е.4 При криволинейном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния при коэффициенте искаженности $\psi \geq 1,10$ и длине $\lambda \geq 2 \text{ м}$ загружаются согласно Е.2 с учетом следующих указаний:

а) при $1,10 \leq \psi \leq 1,40$ (за исключением случая устройства пути на балласте и $\lambda < 50 \text{ м}$) с увеличением интенсивности эквивалентной нагрузки на значение, %, равную $e(\psi - 1)$, где e — коэффициент, определяемый по Рисунку Е.1.

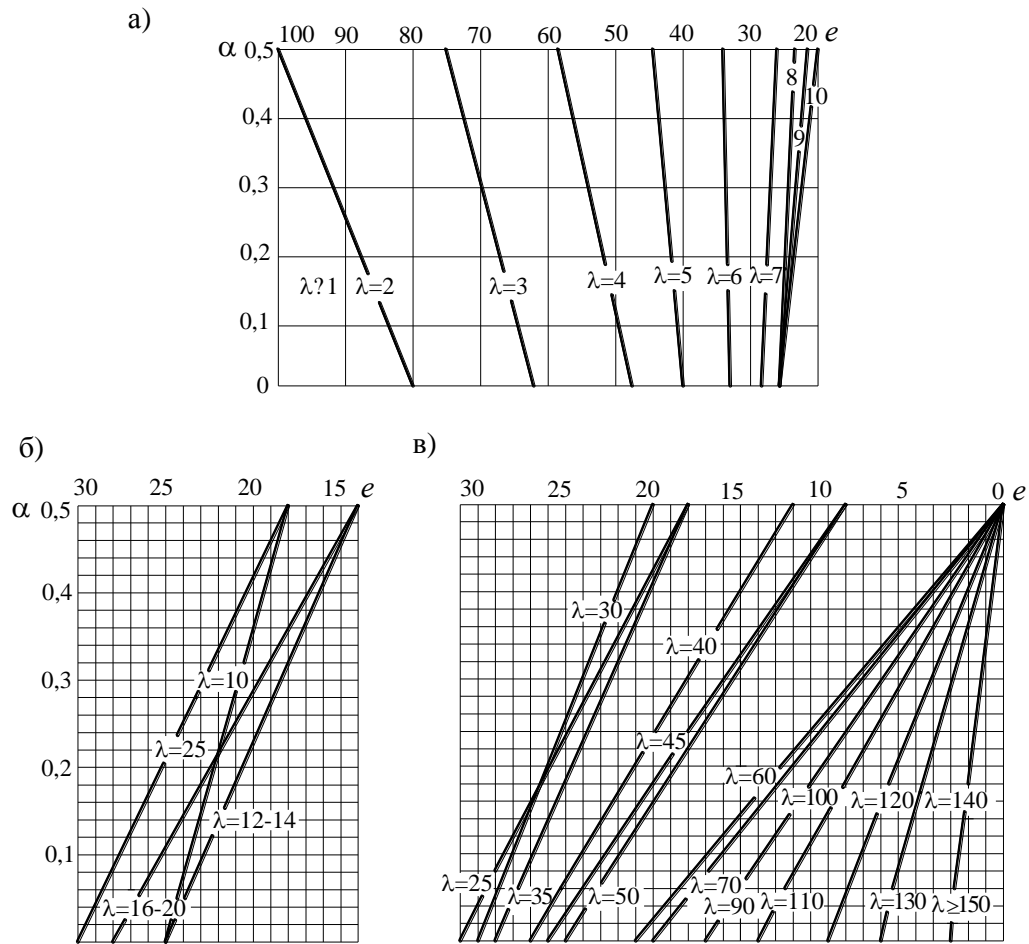
При устройстве пути на балласте и $\lambda < 50 \text{ м}$ значение v следует принимать по Таблице Е.1, причем для $\lambda \leq 10 \text{ м}$, независимо от положения вершин линий влияния, — по графе, соответствующей $\alpha = 0,5$;

б) при $\psi > 1,40$ следует суммировать от загрузки частей линии влияния.

Включающая вершину часть линии влияния длиной λ_1 и площадью A_1 (Рисунок Е.2), ограниченная ординатами y_1 и y_2 , загружается на максимум (в соответствии с λ_1 и α_1); остальная часть линии влияния ($A - A_1$) загружается нагрузкой $9,81 \text{ К кН/м}$ пути.

При этом суммарную величину усилия следует принимать не менее $v(A_1 + A_2)$, где v определяется в соответствии со значениями λ и α для всей линии влияния.

Длину λ_1 (Рисунок Е.2) следует назначать с учетом расчетной схемы конструкции.



а) e при $0 < \lambda < 10$; б) e при $10 \leq \lambda \leq 25$; в) e при $\lambda > 25$.

Рисунок Е.1 — Коэффициент e в зависимости от λ и α
(длина загрузки λ указана на графике)

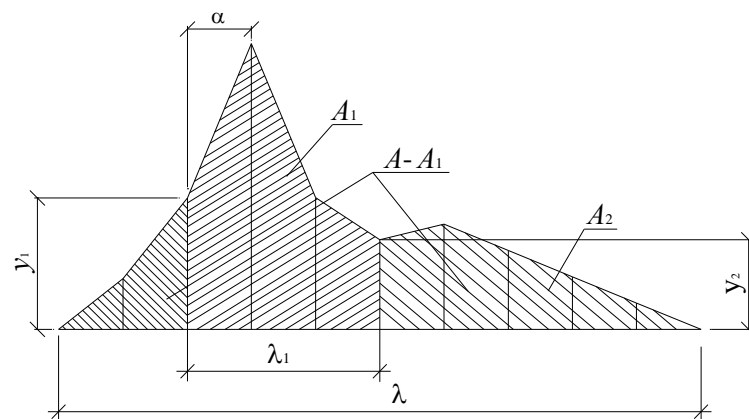


Рисунок Е.2 — Часть линии влияния длиной λ , включая ее вершину

Е.5 Усилия (рассматриваемого знака) по линиям влияния, состоящим из нескольких участков, следует определять суммированием результатов загрузки отдельных, рядом расположенных участков всей или части линии влияния.

В соответствии с очертанием линий влияния и значениями λ и α для участков следует загружать:

- два участка рассматриваемого знака, расположенные рядом или разделенные участком иного знака, — при общей длине этих (двух или трех) участков менее 80 м;
- один участок рассматриваемого знака — при длине 80 м и более;
- остальные участки того же знака — нагрузкой 9,81 кН/м пути.

Разделяющие участки иного знака следует загружать нагрузкой 13,73 кН/м пути, а при наличии таких участков длиной до 20 м один из них не загружают.

Примеры некоторых случаев загрузки приведены на Рисунках Е.3 и Е.4.

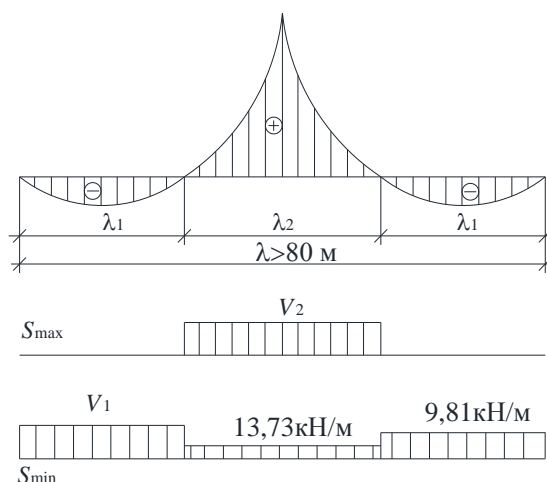


Рисунок Е.3 — Схема загрузки участков линии влияния при $\lambda > 80$ м

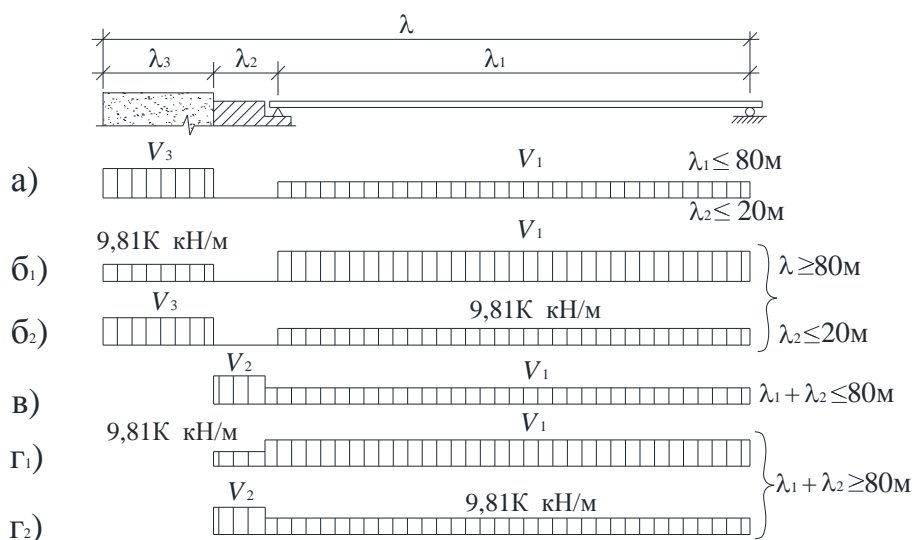


Рисунок Е.4 — Схема загрузки пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем при расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями

Е.6 При расчете массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями загрузка пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем следует производить в соответствии с Рисунком Е.4 и Таблицей Е.2.

Таблица Е.2 – Данные для расчета массивных устоев мостов с разрезными балочными пролетными строениями при загрузении пролета одновременно с призмой обрушения или пролета с устоем

Схема загрузки (см. Рисунок Е.4)	Загружаемая часть моста	Длина загружаемых участков, м	Ограничение	Принимаемое положение вершины линии влияния α	Эквивалентная нагрузка, кН/м пути
а	Пролет Устой Призма обрушения	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \leq 80$	0* — 0,5	v_1 0 $v_3 \leq 19,62K$
б ₁	Пролет Устой Призма обрушения	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	0 — —	v_1 0 $v_3 = 9,81K$
б ₂	Пролет Устой Призма обрушения	λ_1 $\lambda_2 \leq 20$ λ_3	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 \geq 80$	— — 0,5	$v_1 = 9,81K$ 0 v_3
в	Пролет Устой	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \leq 80$	0 0,5	v_1 $v_2 \leq 19,62K$
г ₁	Пролет Устой	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	0 —	v_1 $v_1 = 9,81K$
г ₂	Пролет Устой	λ_1 λ_2	$\lambda_1 + \lambda_2 \geq 80$	— 0,5	$v_1 = 9,81K$ v_2
* При устройстве езды на балласте $\lambda_1 < 25$ м следует принимать $\alpha = 0,5$ (см. Е.2).					

Длину загрузки призмы обрушения следует принимать равной половине высоты от подошвы шпал до рассматриваемого сечения опоры.

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать, руководствуясь приведенной длиной загрузки, равной сумме длин участков, на которых в каждом случае размещается временная нагрузка.

Е.7 При загрузении пролетных строений, расположенных на кривых, значения нагрузки v следует принимать с коэффициентом, отражающим влияние смещения центра тяжести подвижного состава, причем расчет следует осуществлять дважды:

а) с учетом центробежной силы и динамического коэффициента, но без учета силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса;

б) без учета центробежной силы и динамического коэффициента, но с учетом силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса.

Е.8 При расчете на выносливость максимальное и минимальное усилия (напряжения) по линиям влияния, указанным в Е.5, определяются невыгоднейшим из загрузений, возникающих от подвижного состава, и состоящим из нагрузки εSK (которой загружается только один участок) и нагрузки $9,81K$ кН/м пути. Загружение производится последовательно по участкам линии влияния — отдельно справа налево и слева направо (Рисунок Е.5). При симметричной линии влияния производится загружение в одном направлении.

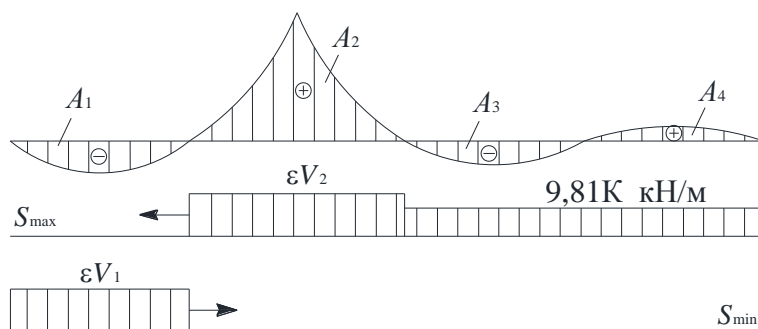


Рисунок Е.5 — Схема загрузки участков линии влияния для определения максимальных и минимальных усилий (напряжений) при расчете на выносливость

Приложение Ж
(информационное)

**Эквивалентные нагрузки от одиночных автомобилей,
стоящих и движущихся колонн автомобилей нагрузки АБ**

**Таблица Ж.1 - Эквивалентные нагрузки от одиночных автомобилей,
стоящих и движущихся колонн автомобилей нагрузки АБ**

Длина загруже- ния λ , м	Эквивалентные нагрузки от нагрузок АБ при разных положениях вершин треугольных линий влияния, кН/м								
	АБ-51			АБ-74			АБ-151		
	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0$
А. Одиночный автомобиль									
4	166,7	166,7	177,1	245,2	245,2	245,2	495,2	495,2	495,2
5	133,4	137,8	153,4	196,1	196,1	211,2	396,2	396,2	415,8
6	111,1	123,5	134,3	163,5	168,7	187,0	330,2	330,2	371,0
7	95,2	111,1	119,1	140,1	153,6	167,0	283,0	303,0	333,0
8	88,6	100,7	106,8	122,6	140,2	150,5	247,6	278,3	301,3
9	82,4	91,9	96,7	112,5	128,8	136,9	220,1	256,4	274,6
10	76,7	84,4	88,4	105,6	118,8	125,3	207,9	237,3	252,0
12	67,2	72,6	75,2	93,5	102,7	107,2	185,5	205,9	216,1
15	56,3	59,7	61,5	79,2	85,0	88,0	158,2	171,3	177,8
18	48,3	50,8	52,0	68,4	72,5	74,5	137,3	146,4	150,9
24	37,7	38,9	39,6	53,6	55,9	57,1	108,1	113,2	115,7
30	30,8	31,6	32,1	44,0	45,4	46,2	88,9	92,2	93,8
33	28,1	28,8	29,2	40,3	41,6	42,2	81,7	84,3	85,7
36	26,0	26,6	26,9	37,3	38,2	38,8	75,4	77,8	78,8
48	19,8	20,2	20,3	28,5	29,1	29,4	57,9	59,1	59,8
66	14,6	14,8	14,9	21,1	21,4	21,6	42,9	43,5	43,8
Б. Колонна стоящих автомобилей									
10	76,7	84,4	88,4	105,6	118,8	125,3	207,9	237,3	252,0
12	67,2	72,6	77,6	93,5	102,7	107,2	185,5	205,9	216,1
15	56,3	59,7	71,9	79,2	85,0	100,2	158,2	171,3	182,2
18	50,4	56,3	68,5	71,3	77,8	94,4	137,3	146,4	172,3
24	44,6	51,3	60,5	60,1	70,8	83,4	114,9	129,3	156,9
30	46,3	47,7	57,8	63,5	66,3	79,5	102,0	120,7	142,1
33	46,6	47,3	56,0	63,3	64,5	77,8	107,9	116,4	139,3
36	46,1	46,7	54,0	63,3	64,2	75,4	108,9	113,8	137,2
48	41,6	41,9	46,0	58,3	58,8	65,1	106,7	108,0	123,5
66	34,3	34,5	36,8	48,8	49,1	52,5	93,2	93,8	102,0
В. Колонна движущихся автомобилей									
18	48,3	50,8	52,0	68,4	72,5	74,5	137,3	146,4	151,0
24	37,7	38,9	40,2	53,6	55,9	57,1	108,1	113,2	115,8
30	30,8	31,6	38,0	44,0	45,4	53,3	88,9	92,3	93,8
33	28,1	29,9	36,9	40,3	42,3	52,1	81,7	84,4	90,2
36	26,0	29,0	35,6	37,3	41,1	50,5	75,4	77,8	88,1
48	21,6	26,8	30,8	30,2	37,9	43,5	57,9	66,2	80,3
66	23,3	23,5	28,4	32,9	33,1	40,4	50,5	59,4	69,3
ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения эквивалентных нагрузок следует определять по интерполяции.									

Приложение И
(обязательное)

**Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта
на береговые опоры (устои) от транспортных средств
железных и автомобильных дорог**

При расположении на призме обрушения подвижного состава железных дорог

И.1 Горизонтальное (боковое) давление, кН, следует определять по формулам:

а) для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке (Рисунок И.1, а)

$$F = F_1 + F_2 = 2,7p_v\tau_n h_1 + p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1), \quad (\text{И.1})$$

б) для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке (Рисунок И.1, б)

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1,35p_v\tau_n h_1 + 0,5p_v\tau_n b (\alpha h - \alpha_1 h_1) + \\ + 1,35p_v\tau_n h_2 + 0,5p_v\tau_n b_1 (\alpha h - \alpha_2 h_2), \quad (\text{И.2})$$

Если $h_2 = h$, то принимается $\alpha_2 = \alpha$.

Плечи сил F_1 , F_2 , F_3 и F_4 , считая от рассматриваемого сечения (на Рисунке И.1 – подошвы фундамента), следует определять по формулам:

$$z_1 = h - \frac{h_1}{2}, \quad (\text{И.3})$$

$$z_2 = \frac{h^2\alpha\xi - h_1\alpha_1(h_1\xi_1 + h - h_1)}{h\alpha - h_1\alpha_1}, \quad (\text{И.4})$$

$$z_3 = h - \frac{h_2}{2}, \quad (\text{И.5})$$

$$z_4 = \frac{h^2\alpha\xi - h_2\alpha_2(h_2\xi_2 + h - h_2)}{h\alpha - h_2\alpha_2}. \quad (\text{И.6})$$

где $p_v = v/2,70$ – давление распределенной на длине шпал (2,70 м) временной вертикальной нагрузки, кПа;

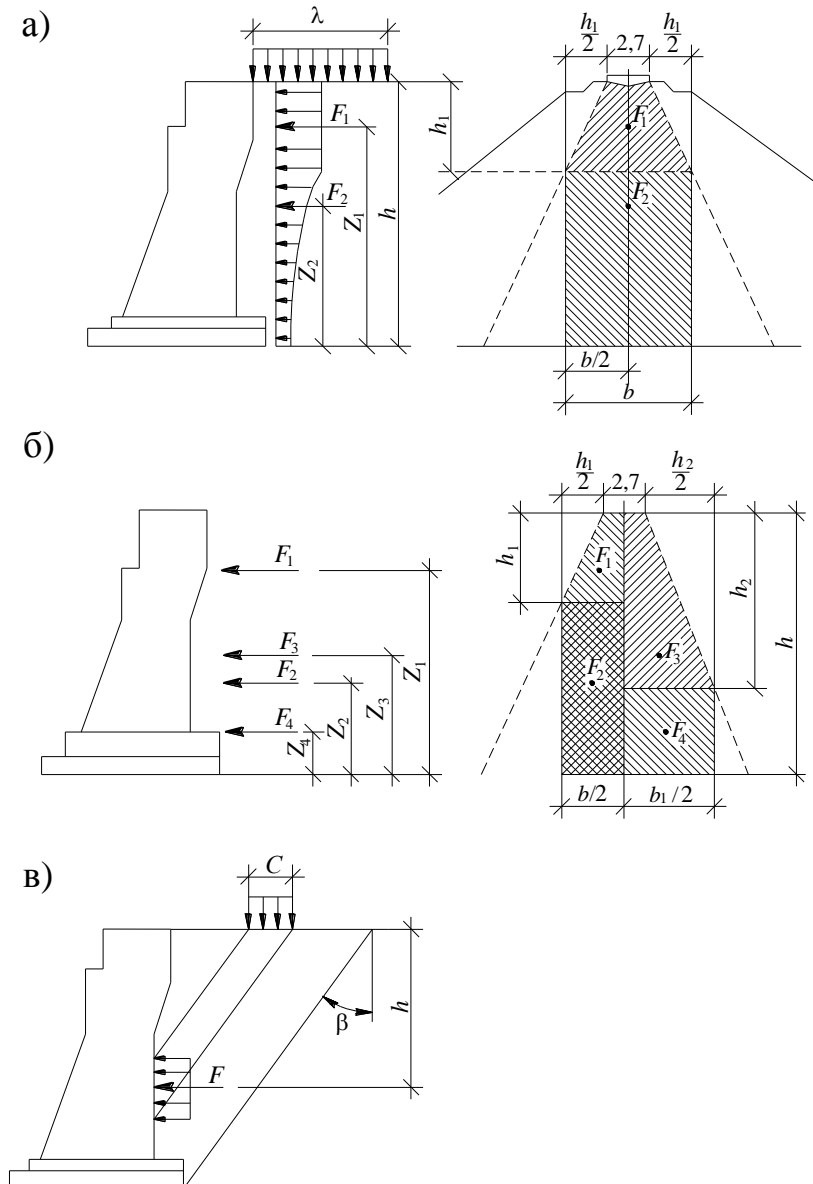
v – равномерно распределенная нагрузка, кНм, от подвижного состава на призме обрушения (по Приложению Е);

h_1 , h_2 – высоты, в пределах которых площадь давления имеет переменную ширину;

b – ширина однопутного устоя или удвоенное наименьшее расстояние от вертикальной оси нагрузки до ближайшей боковой грани устоя при несимметричном загрузении, м;

$b_1 = 2,70 + h_2$ – удвоенное расстояние от оси пути до точки пересечения линии распространения нагрузки с боковой удаленной от пути гранью, м, но не более удвоенного наибольшего расстояния от оси пути до боковой грани устоя;

τ_n – коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки по 6.2.3.



а — при расположении на призме обрушения подвижного состава железных дорог для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке;
 б — то же, для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке;
 в — при расположении на призме обрушения автомобильной нагрузки и стенки перпендикулярно направлению движения (c — длина соприкасания вдоль оси моста колес с покрытием проезжей части). На схеме загрузки угол β представляет наклон к вертикальной плоскости скольжения грунта за устоем.

Рисунок И.1 — Схема загрузки для определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои)

Значения коэффициентов α , α_1 , α_2 и ξ , ξ_1 , ξ_2 в зависимости от соответствующих высот h , h_1 , h_2 следует принимать по Таблице И.1.

ПРИМЕЧАНИЕ Для многопутного устоя общее давление от временной нагрузки следует определять как сумму давлений, получаемых по Формуле (И.2) для каждого из путей в отдельности при соответствующих значениях b, b_1, h, h_1, h_2 .

**Таблица И.1- Значения коэффициентов $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ и ξ, ξ_1, ξ_2
в зависимости от высот h, h_1, h_2**

h, h_1, h_2	$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	ξ, ξ_1, ξ_2	h, h_1, h_2	$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	ξ, ξ_1, ξ_2
1	0,85	0,53	16	0,33	0,65
2	0,75	0,55	17	0,32	0,66
3	0,67	0,56	18	0,31	0,66
4	0,61	0,58	19	0,30	0,66
5	0,57	0,59	20	0,29	0,67
6	0,53	0,60	21	0,28	0,67
7	0,49	0,60	22	0,27	0,67
8	0,46	0,61	23	0,27	0,67
9	0,44	0,62	24	0,26	0,68
10	0,42	0,62	25	0,25	0,68
11	0,40	0,63	26	0,25	0,68
12	0,38	0,64	27	0,24	0,68
13	0,37	0,64	28	0,23	0,69
14	0,35	0,64	29	0,23	0,69
15	0,34	0,65	30	0,22	0,69

При расположении на призме обрушения колесной автомобильной нагрузки

И.2 При отсутствии переходных плит от насыпи на устой давление от транспортных средств автомобильных дорог на призме обрушения следует принимать распределенным на площадки опирания:

а) в случае расположения стенки перпендикулярно направлению движения давление от каждого ряда колес распределяется на площадки опирания размером $c \times b$, где c – длина соприкасания вдоль оси моста колес рассматриваемых нагрузок с покрытием проезжей части (Рисунок И.1, в), принимаемая, м:

- для колес тележек нагрузки АК – 0,2;
- то же, автомобилей нагрузки АБ – по Таблице 10 в 6.3.3;
- для колесной нагрузки НК-80 – 3,8, НК-120 и НК-180 – 7,7;

b – ширина, равная расстоянию между внешними гранями колес (для тележек нагрузки АК, автомобилей нагрузки АБ, колесной нагрузки НК).

В случаях когда сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки (например, устои с откосными крыльями), его учитывают с коэффициентом α , зависящим от отношения b/h (где h – высота стенки), по Таблице И.2.

В устоях с обратными стенками, расположенными параллельно оси моста, коэффициент α не учитывается;

Таблица И.2 – Значения коэффициента α в зависимости от b/h

b/h	α	b/h	α
0,10	0,327	0,60	0,681
0,12	0,360	0,70	0,710
0,14	0,389	0,80	0,735
0,16	0,414	0,90	0,754
0,18	0,437	1,00	0,772
0,20	0,459	1,20	0,810
0,25	0,505	1,50	0,840
0,30	0,544	2,00	0,875
0,35	0,576	3,00	0,900
0,40	0,602	4,00	0,950
0,50	0,668	Свыше 4,00	1,000

б) в случае расположения стенки параллельно оси моста давление от каждого ряда колес вдоль моста распределяется на площадки опирания размером $a \times d$, где a – длина, принимаемая для нагрузок, м:

- АК – $h + 1,5$;
- АБ – $h + c$, но не более базы автомобиля;
- НК-80 – 3,8, НК-120 и НК-180 – 7,7;

h, c – по И.2, а;

d – ширина колеса рассматриваемых нагрузок.

Во всех случаях длина a не превышает длины рассчитываемого участка стенки.

И.3 При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины опирания.

Приложение К
(обязательное)

Аэродинамический коэффициент лобового сопротивления

Таблица К.1 – Значения аэродинамических коэффициентов

Части или элементы пролетных строений и опор мостов	Значения аэродинамического коэффициента лобового сопротивления c_w
1 Главные фермы сквозных пролетных строений балочной и арочной систем:	
а) железнодорожных с ездой:	
- понизу при наличии на них поезда	2,15
- при отсутствии поезда	2,55
- поверху при расстоянии между осями ферм от 2 до 4 м соответственно	2,15–2,45
б) автодорожных	2,80
2 Балочная клетка и мостовое полотно проезжей части пролетных строений:	
а) железнодорожных	1,85
б) автодорожных	1,60
3 Пролетные строения со сплошными балками:	
а) железнодорожные:	
- однопутные с ездой поверху	1,90
- два однопутных с ездой поверху, установленные на общих опорах двухпутного моста	2,10
- однопутные в виде замкнутой коробки	1,50
- однопутные с ездой понизу	2,25
- двухпутные с ездой понизу	2,45
б) автодорожные с ездой поверху:	
- с плоскими главными балками	1,70
- с одной коробчатой балкой	1,50
- с двумя коробчатыми балками	1,75
4 Прогонь деревянных мостов	1,95
5 Железнодорожный подвижной состав, находящийся на пролетном строении с ездой:	
а) понизу	1,50
б) поверху	1,80
6 Каменные, бетонные и железобетонные опоры мостов:	
а) поперек моста:	
- при прямоугольном сечении	2,10
- то же, но с обтекателями в носовой и кормовой частях	1,75
- при круглом сечении	1,40
- в виде двух круглых столбов	1,80
б) вдоль моста при прямоугольном сечении	2,10
7 Деревянные сквозные опоры мостов:	
а) башенного типа:	
- поперек моста	3,20
- вдоль моста	2,40
б) однорядные и сдвоенные:	
- поперек моста	2,50
- вдоль моста	1,50

Таблица К.1 – Значения аэродинамических коэффициентов (продолжение)

Части или элементы пролетных строений и опор мостов	Значения аэродинамического коэффициента лобового сопротивления c_w
8 Стальные опоры: а) однорядные: - поперек моста - вдоль моста б) башенные сквозные при числе плоскостей (поперек направления ветра) от 2 до 4 9 Перильные ограждения: а) в мостах с ездой поверху для плоскостей: - не защищенных от ветра - закрытых от ветра подвижным составом б) в мостах с ездой понизу: - с наветренной стороны, не закрытой элементами сквозных ферм - то же, закрытой элементами сквозных ферм - то же, закрытой элементами сквозных ферм и подвижным составом	2,50 1,80 2,10–3,00 1,4 0,8 1,4 1,1 0,6
ПРИМЕЧАНИЕ Для опор, состоящих по высоте из нескольких ярусов, имеющих различные конструктивные формы, ветровую нагрузку необходимо определять для каждого яруса отдельно с учетом соответствующего аэродинамического коэффициента.	

Приложение Л
(обязательное)

Нормативная ледовая нагрузка

Л.1 Нагрузку от льда на опоры мостов следует определять на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями, при этом период натурных наблюдений должен быть не менее пяти лет.

Пределы прочности льда следует определять по опытным данным.

При отсутствии опытных данных допускается принимать:

а) для I района республики:

1) предел прочности льда на раздробление (с учетом местного смятия) R_{z1} :

- в начальной стадии ледохода (при первой подвижке) – 735 кПа;

- при наивысшем уровне ледохода – 441 кПа;

2) предел прочности льда на изгиб R_{m1} – 70 % соответствующих значений прочности льда на раздробление (по «а»);

б) для остальных районов республики – по формулам:

$$R_{zn} = K_n R_{z1}, \quad (\text{Л.1})$$

$$R_{mn} = 0,7 R_{zn}. \quad (\text{Л.2})$$

где n – порядковый номер района республики;

K_n – климатический коэффициент для данного района республики.

Границы районов следует принимать в соответствии с картой районирования территории республики по условиям ледохода.

Значение климатического коэффициента K_n принимают для районов:

- 1 – 1,0;

- 2 – 1,25;

- 3 – 1,75.

При этом для рек, вскрывающихся при отрицательной температуре, климатический коэффициент следует принимать не менее 2.

На промерзающих до дна реках, если ледоход начинается после прохода по льду весенних вод, предел прочности льда на раздробление следует принимать по фактическим данным (с учетом ослабления льда вследствие его протаивания), но не менее величин, установленных для ледохода при наивысшем уровне.

Л.2 Равнодействующую ледовой нагрузки необходимо прикладывать в точке, расположенной ниже расчетного уровня воды на $0,3t$, где t – расчетная толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1 %.

Л.3 Нагрузку от движущихся ледяных полей на опоры мостов с вертикальной передней гранью необходимо принимать по наименьшему значению из определяемых по формулам:

- при прорезании опорой льда

$$F_1 = \psi_1 R_{zn} b t, \quad (\text{Л.3})$$

- при остановке ледяного поля опорой

$$F_2 = 1,253vt\sqrt{\psi_2 AR_{zn}}, \quad (Л.4)$$

где ψ_1, ψ_2 – коэффициенты формы, определяемые по Таблице Л.1;

R_{zn} – сопротивление льда раздроблению для районов строительства, кПа;

b – ширина опоры на уровне действия льда, м;

t – толщина льда, м;

v – скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии принимаемая равной скорости течения воды;

A – площадь ледяного поля, м², устанавливаемая по натурным наблюдениям в месте перехода или вблизи от него.

Таблица Л.1 - Коэффициенты формы ψ_1 и ψ_2

Коэффициент	Коэффициент формы для опор с носовой частью, имеющей в плане форму							
	многоугольника	прямоугольника	треугольника с углом заострения в					
			плане, град.					
			45	60	75	90	120	150
ψ_1	0,90	1,00	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00
ψ_2	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

При отсутствии натурных данных площадь ледяного поля допускается принимать $A = 1,75l^2$, где l – величина пролета, м, а при уклонах участков водной поверхности $i \geq 0,007$

$$A = 1,02tR_{mn}, \quad (Л.5)$$

где R_{mn} – предел прочности льда на изгиб в районе строительства, кПа.

Л.4 При движении ледяного поля под углом $\varphi \leq 80^\circ$ к оси моста нагрузку ото льда на вертикальную грань опоры необходимо уменьшать путем умножения ее на $\sin \varphi$.

Л.5 Давление льда на опору, имеющую в зоне действия льда наклонную поверхность, следует определять:

а) горизонтальную составляющую F_x , кН, – по наименьшей из величин, полученных по Формуле (Л.3) настоящего приложения и по формуле

$$F_x = \psi R_{mn} t^2 \operatorname{tg} \beta, \quad (Л.6)$$

б) вертикальную составляющую F_z , кН, – по формуле

$$F_z = \frac{F_x}{\operatorname{tg} \beta}, \quad (Л.7)$$

где ψ – коэффициент, принимаемый равным $0,2 b/t$, но не менее 1;

β – угол наклона к горизонту режущего ребра опоры;

R_{mn}, b, t – принимаются по Л.1 – Л.3.

Л.6 При сложной ледовой обстановке в районе проектируемого мостового перехода в необходимых случаях следует учитывать нагрузки от:

- остановившегося при навале на опору ледяного поля, когда кроме течения воды происходит воздействие на поле ветра;

- давления зажорных масс;

СП РК 3.03-112-2013

- примерзшего к опоре (сваям или свайным кустам) ледяного покрова при колебаниях уровня воды;
- ледяного покрова при его температурном расширении и наличии с одной стороны опоры поддерживаемой майны льда на податливые (гибкие) опоры.

Указанные нагрузки следует определять по СНиП 2.06.04.

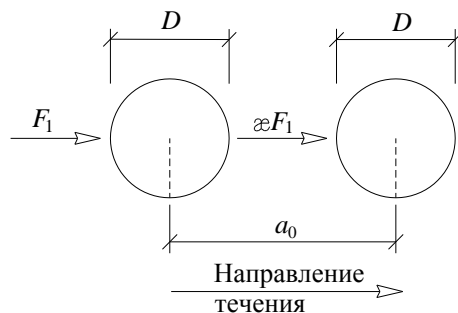


Рисунок Л.1 – Схема расположения в одном створе вдоль течения реки двух опор

Л.7 При расположении в одном створе вдоль течения реки двух опор кругового или близкого к нему очертания (Рисунок Л.1) давление от прорезания льда при его первой подвижке на низовую (вторую) по течению реки опору допускается принимать в размере αF_1 ,

здесь α – коэффициент уменьшения давления на низовую (вторую) опору, зависящий от отношения a_0 / D (a_0 – расстояние между осями опор, D – диаметр опор);

F_1 – давление от прорезания льда на верховую (первую) по течению опору (по Л.3).

Значения коэффициента α следует принимать по Таблице Л.2.

Таблица Л.2 - Коэффициенты уменьшения давления на низовую (вторую) опору α в зависимости от отношения a_0 / D

a_0 / D	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
α	0,200	0,204	0,212	0,230	0,280	0,398	0,472	0,542	0,608
a_0 / D	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6 и более	
α	0,671	0,730	0,785	0,836	0,884	0,928	0,968	1,000	
ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения определяются по интерполяции.									

Приложение М
(обязательное)

Потери предварительного напряжения арматуры

Таблица М.1 - Потери предварительного напряжения арматуры

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
<p>1. Релаксация напряжений арматуры:</p> <p>а) при механическом способе натяжения арматуры:</p> <p>- проволочной</p> <p>- стержневой</p> <p>б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры</p>	$0,22 \left(\frac{\sigma_p}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma_p,$ $0,1\sigma_p - 20,$ $0,03\sigma_p.$ <p>Здесь σ_p принимается без учета потерь. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю.</p>
<p>2. Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температуры натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)</p>	<p>Для бетона классов В25 – В40 – $1,25\Delta t$; то же, класса В45 и выше – $1,00\Delta t$; где Δt – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. Расчетное значение Δt при отсутствии точных данных следует принимать равным 65 °С. Потери от температурного перепада не учитываются, если температура стенда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка натягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от температурного перепада</p>
<p>3. Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении:</p> <p>а) на упоры</p> <p>б) на бетон</p>	$\frac{\Delta l}{l} E_p,$ <p>где Δl – сжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм на каждый анкер</p> $\frac{(\Delta l_1 + \Delta l_2)}{l} E_p,$ <p>где Δl_1 – обжатие шайб под анкерами и обмятие бетона под шайбами, равное 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение; Δl_2 – деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется с помощью сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, – 2 мм на анкер; для натягаемых хомутов – 1 мм на анкер; для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К-7 – 8 мм на анкер; для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей – общую величину потерь всех видов в таких хомутах допускается учитывать в размере 98 МПа; l – длина натягиваемого арматурного элемента, мм; E_p – модуль упругости натягаемой арматуры.</p>

Таблица М.1 – Потери предварительного напряжения арматуры (продолжение)

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
<p>4. Трение арматуры:</p> <p>а) о стенки закрытых и открытых каналов при натяжении арматуры на бетон</p> $\sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right),$ <p>где σ_p – принимается без учета потерь; e – основание натуральных логарифмов; ω, δ – коэффициенты, определяемые по Таблице М.2 настоящего приложения; x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад.</p> <p>б) об огибающие приспособления</p> $\sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \theta}} \right),$ <p>где σ_p – принимается без учета потерь; e – основание натуральных логарифмов; δ – коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад.</p> <p>При применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, отдельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стенда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать</p>	
<p>5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры</p>	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s,$ <p>где η – коэффициент, который при натяжении арматуры домкратом определяется по формуле</p> $\eta = \frac{n-1}{2n},$ <p>Δl – сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы; l – расстояние между наружными гранями упоров; n – число групп арматурных элементов, натягиваемых не одновременно; E_s – модуль упругости стали форм.</p> <p>При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа</p>
<p>6. Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p> $\frac{40\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,8$ $32 + 94 \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,8 \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,8$ <p>б) подвергнутого тепловой обработке</p>	<p>где σ_{bp} – определяется на уровне центров тяжести соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз. 1–5 настоящей таблицы.</p> <p>Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85</p>

Таблица М.1 – Потери предварительного напряжения арматуры (продолжение)

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа		
7.Усадка бетона при натяжении: а) на упоры: - бетон естественного твердения - бетон с тепловой обработкой б) на бетон независимо от условий твердения	Бетон классов по прочности на сжатие		
	В35 и ниже	В40	В45 и выше
	40	50	60
	35	40	50
	30	35	40
Проявление потерь от усадки во времени следует учитывать в соответствии с 7.1.7			
8. Ползучесть бетона	$150\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}\right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75,$		
	$300\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}-0,375\right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75.$		
где σ_{bp} – то же, что и в поз. 6 настоящей таблицы, но с учетом потерь по поз. 1– 6; R_{bp} – передаточная прочность (см. 7.2.13); α – коэффициент, принимаемый равным для бетона: - естественного твердения – 1,0; - подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении – 0,85. Проявление потерь от ползучести во времени следует учитывать в соответствии с 7.1.7			
9. Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции d_{ext} до 3 м)	$70-0,22\,d_{ext}$		
10. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	$n\left(\frac{\Delta l}{l}\right)E_s,$		
	где n – число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры; Δl – обжатие стыка, принимаемое равным для стыков: - заполненных бетоном – 0,3 мм; - клеевых после отверждения клея – 0,0. l – длина натягиваемой арматуры, мм. Допускается определение деформации стыков иными способами на основании опытных данных		
ПРИМЕЧАНИЕ Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры в соответствии с номерами позиций присваивать обозначения от σ_1 до σ_{10} .			

Таблица М.2 - Коэффициенты для определения потерь предварительного напряжения от трения арматуры

Поверхность канала	Коэффициент для определения потерь от трения арматуры (см. поз.4 Таблицы М.1)		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, стальных канатов и гладких стержней	стержней периодического профиля
Гладкая металлическая	0,003	0,35	0,40
Бетонная, образованная с помощью жесткого каналообразователя (или полиэтиленовых труб)	0,005	0,55	0,65
Гофрированные металлические неизвлекаемые:			
- новые	0,0016	0,20	-
- подверженные коррозии	0,003	0,30	-
Гофрированная полиэтиленовая	0,20	0,20	-

Таблица М.3 - Нормативные значения деформаций ползучести и усадки бетона

Показатель	Нормативное значение деформаций ползучести бетона c_n и усадки ε_{sn} для бетонов классов прочности на сжатие										
	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$c_n \cdot 10^6, \text{МПа}^{-1}$	115	107	100	92	84	75	67	55*	50*	41**	39**
$\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	400	400	365*	330*	315**	300**
<p>* При осадке конуса 1-2 см;</p> <p>** При жесткости смеси 35-30 с.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 При определении c_n и ε_{sn} классы бетона должны соответствовать передаточной прочности бетона R_{bp} (см. 7.2.13);</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения c_n и ε_{sn} следует уменьшать на 10 %.</p>											

Приложение Н

(обязательное)

Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб

Жесткие звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил), расчетные значения которых следует определять по формуле

$$M = r_d^2 p(1 - \mu)\delta, \quad (\text{Н.1})$$

где r_d – средний радиус звена, м;

p – расчетное давление на звено, принимаемое равным:

- для железнодорожных труб

$$1,3 (p_{vp} + p_{vk}), \quad (\text{Н.2})$$

- для автодорожных труб

$$1,3 p_{vp} + 1,2 p_{vk}, \quad (\text{Н.3})$$

p_{vp} – нормативное вертикальное давление грунта насыпи, принимаемое по 6.2.3;

p_{vk} – нормативное вертикальное давление от временной вертикальной нагрузки, принимаемое по 6.3.7;

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (\text{Н.4})$$

здесь φ_n – нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки, град.;

δ – коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания звена на фундамент или грунтовую (профилированную) уплотненную подушку согласно Таблице Н.1.

Таблица Н.1 – Коэффициенты, учитывающие условия опирания звена

Звено	Условие опирания	Коэффициент δ
Круглое	На грунтовую (профилированную) уплотненную подушку при $\alpha \geq 90^\circ$	0,25
	На фундамент (бетонный, железобетонный) через бетонную подушку при $\alpha \geq 120^\circ$	0,22
Круглое с плоской пятой	На фундамент (бетонный, железобетонный) или на грунтовую уплотненную подушку	0,22

Приложение П
(обязательное)

**Определение жесткостей сечений железобетонных элементов
для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона**

П.1 Жесткость сечения предварительно напряженного элемента (целого по длине) при длительном воздействии усилия предварительного напряжения B_p^* или постоянной нагрузки B_g^* , приложенных в моменты времени t_i , рекомендуется определять по формуле

$$B^* = \frac{k E_b I_{red}}{1 + \Phi_{lim,i}^*}, \quad (\text{П.1})$$

где $E_b I_{red}$ – жесткость приведенного сплошного сечения элемента;

k – коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки и принимаемый равным 0,85;

$\Phi_{lim,i}^* = c_{lim,i} E_{bi}$ – приведенная величина предельной характеристики ползучести бетона.

При определении прогибов и углов поворота от действия временной нагрузки или кратковременного действия постоянной нагрузки (в том числе кратковременного выгиба от усилия предварительного напряжения) в Формуле (П.1) значение $\Phi_{lim,i}^*$ следует принимать равным нулю, а жесткость B^* заменить на B .

П.2 Величины $\Phi_{lim,i}^*$ рекомендуется вычислять по формулам:

- при определении жесткости B_p^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p}, \quad (\text{П.2})$$

- при определении жесткости B_g^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti} (1 + \rho n_1 \mu_p) + \Phi_{ti} (\rho - 1) (\rho n_1 \mu_p)^{-1}}{\rho (1 + n_1 \mu_p)}, \quad (\text{П.3})$$

где Φ_{ti} – функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при $t \rightarrow \infty$) величину изменения предварительного напряжения арматуры по П.3.

П.3 Определение компонентов для вычисления приведенной характеристики ползучести бетона $\Phi_{lim,i}^*$:

Φ_{ti} – функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельную (при $t \rightarrow \infty$) величину изменения предварительного напряжения арматуры и определяемая по формуле

$$\Phi_{ti} = \frac{1,5\alpha}{1,6 + \alpha} + \frac{\alpha (\sigma_{bi} / R_{b,ser})^3}{(1 + \alpha + \beta)^3}, \quad (\text{П.4})$$

$$\text{где } \alpha = \xi \Phi_{ti}, \quad \beta = 125 \Phi_{ti} \frac{R_{b,ser}}{E_b}, \quad \xi = \frac{\rho n_1 \mu_p}{1 + \rho n_1 \mu_p}.$$

$\rho = 1 + \frac{A_b}{I_b} y^2$ – характеристика бетонной части сечения;

A_b, I_b – площадь и момент инерции бетонной части сечения относительно центра тяжести сечения;

y – расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры;

n_1 – отношение модулей упругости арматуры и бетона, принимаемое по 7.3.16;

$\mu_p = A_p/A_b$ – коэффициент армирования напрягаемой арматурой (при площади поперечного сечения $A_s \geq 0,2 A_p$ следует принимать $\mu_p = (A_s + A_p)/A_b$);

$R_{b,ser}, E_b$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию по Таблице 24 при расчете по предельным состояниям второй группы и значение модуля упругости бетона, МПа, по Таблице 29 (к началу данной стадии), соответствующее передаточной прочности бетона R_{bp} ;

$\sigma_{bi}/R_{b,ser}$ – относительный уровень напряжений в бетоне в начале данной стадии Δt ;

$\varphi_{ti} = c_{ti}E_b$ – характеристика линейной ползучести бетона, проявившаяся на протяжении рассматриваемой стадии (за время Δt);

c_{ti} – удельная деформация ползучести бетона, соответствующая заданному периоду выдержки под нагрузкой, ее рекомендуется определять по формулам:

$$\text{при } \Delta t \leq a_m \quad c_{ti} = \frac{c_{lim,i}}{2} \left(\frac{\Delta t}{a_m} \right)^{1/2}, \quad (\text{П.5})$$

$$\text{при } \Delta t > a_m \quad c_{ti} = c_{lim,i} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}. \quad (\text{П.6})$$

где Δt – время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут;

a_m – параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести бетона и принимаемый по Таблице П.1.

Таблица П.1 – Параметры, характеризующие скорость развития деформации ползучести бетона во времени

Приведенные характеристики поперечного сечения элемента, см (отношение площади поперечного сечения элемента к его периметру)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0 и более
Параметры, характеризующие скорость развития во времени деформации ползучести a_m , сут	55	80	110	135	165	190	250

Для конструкций, эксплуатируемых в климатическом подрайоне IVA, согласно СНиП РК 2.04-01 значение a_m для летнего времени года (август) следует снижать на 35 %, а для зимнего (февраль) – увеличивать на 10 %, для остальных месяцев – принимать по линейной интерполяции;

$c_{lim,i}$ – предельные значения удельных деформаций ползучести бетона:

$$c_{lim,i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4, \quad (\text{П.7})$$

СП РК 3.03-112-2013

здесь c_n — нормативное значение деформации ползучести бетона, принимаемое согласно Приложению М;

ξ_i — коэффициенты, приведенные в Таблице П.2.

Таблица П.2 – Коэффициенты, определяющие условия работы конструкций

Условия работы конструкции	Характеристика условий работы конструкции и числовое значение соответствующих коэффициентов						
	—	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0 и более
Передачная прочность бетона на сжатие в долях от проектного класса бетона Коэффициент ξ_1	—	1,7	1,6	1,4	1,25	1,15	1,0
Возраст бетона, сут Коэффициент ξ_2	3 и менее 1	7 1	28 1	60 0,8	90 0,7	180 0,6	360 и более 0,5
Приведенная характеристика поперечного сечения элемента (см. Таблицу П.1), см Коэффициент ξ_3	2,5 1	5 0,85	7,5 0,76	10 0,72	12,5 0,69	15 0,67	20 и более 0,64
Относительная влажность среды*, % Коэффициент ξ_4	40 и менее 1,33	50 1,25	60 1,15	70 1,0	80 0,85	90 0,7	100 0,51
* Влажность принимается как средняя относительная влажность воздуха наиболее жаркого месяца по СНиП РК 2.04-01, а при расположении конструкций в подрайоне IVA – как среднемесячная влажность, соответствующая времени обжата бетона. Для массивных элементов при отношении площади сечения к его периметру не менее 20 см значение ξ_4 принимается равным 0,55. Для типовых конструкций допускается принимать ξ_4 равным 1.							

Приложение Р
(обязательное)

Коэффициенты условий работы канатов

Р.1 Коэффициент условий работы m_1 следует определять по формуле

$$m_1 = 0,17 \left(\frac{D}{d} \right)^{0,264} e^{-0,000125 \frac{D}{d}}, \quad (P.1)$$

где $D = 2R$,

здесь R - радиус кривой, по которой отгибается на отклоняющем устройстве канат одинарной свивки из проволоки диаметром d с временным сопротивлением от 1470 до 1765 МПа; при этом должно соблюдаться условие: $D/d \geq 580$ и $m_1 \geq 0,85$;

$m_1 = 1$ - при отгибе закрытых несущих канатов на отклоняющем устройстве по круговой кривой диаметром D , мм, и соблюдении условий:

$$\frac{D}{d_s} \geq 0,7d_s + 15,$$

$$10 \leq d_s \leq 50,$$

$$\frac{D}{d_s} > 52, \quad d_s > 50.$$

где d_s — диаметр каната, мм.

При действии на растянутый закрытый несущий канат поперечной нагрузки q через плоские стальные накладки значение m_1 следует принимать по Таблице Р.1.

Таблица Р.1 - Коэффициенты условий работы канатов

Поперечная нагрузка q , МН/м	1	2	4,9	9,8	14,7	19,6
Коэффициент m_1	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,85

Р.2 Значение коэффициента условий работы m_1 , при закреплении канатов в концевых анкерах, следует принимать равным:

- 0,95 — при заливке конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов на длине не менее пятикратного диаметра каната;
- 1 — при заливке конца каната в конической полости корпуса эпоксидным компаундом на длине не менее четырехкратного диаметра каната;
- 1 — при клиновых анкерах, применении алюминиевых прокладок и заполнении пустот эпоксидным компаундом;
- 1 — в анкере со сплющиванием концов круглых проволок, защемлением их в анкерной плите и заполнении пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби.

Приложение С
(обязательное)

Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок

Таблица С.1 - Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 16Д

Гибкость $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 16Д по ГОСТ 6713 и Ст3 по ГОСТ 14637 и ГОСТ 535 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60 (0,58)	0,52 (0,50)	0,43 (0,41)	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68 (0,67)	0,60 (0,57)	0,52 (0,50)	0,42 (0,40)	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77 (0,76)	0,67 (0,66)	0,58 (0,56)	0,50 (0,49)	0,41 (0,40)	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76 (0,73)	0,65 (0,63)	0,56 (0,54)	0,49 (0,47)	0,40 (0,39)	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79 (0,77)	0,73 (0,70)	0,63 (0,61)	0,54 (0,52)	0,47 (0,45)	0,39 (0,38)	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,82 (0,80)	0,76 (0,73)	0,70 (0,65)	0,60 (0,57)	0,51 (0,49)	0,45 (0,43)	0,37 (0,36)	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78 (0,73)	0,72 (0,66)	0,66 (0,60)	0,57 (0,53)	0,49 (0,46)	0,43 (0,41)	0,35 (0,34)	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74 (0,66)	0,67 (0,60)	0,62 (0,54)	0,54 (0,48)	0,46 (0,42)	0,41 (0,38)	0,34 (0,32)	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69 (0,60)	0,62 (0,54)	0,57 (0,49)	0,50 (0,43)	0,43 (0,39)	0,38 (0,36)	0,32 (0,31)	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63 (0,54)	0,56 (0,49)	0,51 (0,44)	0,45 (0,40)	0,40 (0,36)	0,36 (0,33)	0,30 (0,28)	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56 (0,49)	0,49 (0,44)	0,45 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,33)	0,33 (0,30)	0,29 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49 (0,44)	0,43 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14
120	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,28)	0,29 (0,27)	0,25 (0,23)	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,38 (0,37)	0,35 (0,34)	0,33 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,27)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,30 (0,29)	0,28 (0,27)	0,26 (0,25)	0,24 (0,23)	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,11
170	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

ПРИМЕЧАНИЕ Для прокатных двутавров с параллельными гранями полок и сварных элементов двутаврового и Н-образного сечений коэффициенты φ , φ_c , φ_b согласно настоящему приложению применяются при собственных остаточных сжимающих напряжениях на кромках полок не более 49 МПа. Для элементов указанного типа с собственными остаточными сжимающими напряжениями на кромках полок свыше 49 МПа при расчете по устойчивости в плоскости полок принимаются коэффициенты φ , φ_c , φ_b , указанные в скобках.

Таблица С.2 - Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 15ХСНД, 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 и 325-14Г2

Гибкость $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 15ХСНД по ГОСТ 6713 и 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 и 325-14Г2 по ГОСТ 19281 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,62	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56 (0,55)	0,49 (0,48)	0,40 (0,39)	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85 (0,84)	0,77 (0,76)	0,69 (0,68)	0,59 (0,58)	0,52 (0,51)	0,46 (0,45)	0,38 (0,37)	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80 (0,78)	0,72 (0,70)	0,64 (0,62)	0,54 (0,52)	0,48 (0,46)	0,43 (0,42)	0,36 (0,35)	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74 (0,71)	0,66 (0,63)	0,58 (0,56)	0,48 (0,46)	0,43 (0,41)	0,39 (0,38)	0,33 (0,32)	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67 (0,63)	0,58 (0,55)	0,51 (0,49)	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,35 (0,34)	0,30 (0,29)	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58 (0,53)	0,50 (0,46)	0,45 (0,42)	0,38 (0,35)	0,35 (0,33)	0,32 (0,31)	0,27 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,48 (0,43)	0,43 (0,39)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,28)	0,25 (0,24)	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40 (0,36)	0,38 (0,34)	0,35 (0,32)	0,30 (0,27)	0,28 (0,26)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,30 (0,28)	0,29 (0,27)	0,27 (0,26)	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,19 (0,18)	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,24 (0,23)	0,22 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17 (0,16)	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11
150	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08
ПРИМЕЧАНИЕ См. примечание к Таблице С.1.													

Таблица С.3 – Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 10ХСНД, 390-14Г2АФД и 390-15Г2АФДпс

Гибкость $\lambda, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_{ef}$	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 10ХСНД по ГОСТ 6713 и 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс по ГОСТ 19281 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,70	0,63	0,55	0,45	0,35	0,29	0,25	0,23	0,21	0,18
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,84 (0,83)	0,76 (0,75)	0,68 (0,67)	0,58 (0,57)	0,51 (0,50)	0,45 (0,44)	0,37 (0,36)	0,31 (0,30)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
50	0,79 (0,77)	0,71 (0,69)	0,63 (0,61)	0,53 (0,51)	0,47 (0,45)	0,43 (0,41)	0,36 (0,34)	0,31 (0,29)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
60	0,73 (0,70)	0,65 (0,62)	0,58 (0,55)	0,48 (0,45)	0,43 (0,40)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,30 (0,27)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)
70	0,63 (0,59)	0,55 (0,51)	0,49 (0,45)	0,41 (0,37)	0,39 (0,33)	0,36 (0,30)	0,31 (0,25)	0,29 (0,23)	0,25 (0,19)	0,23 (0,17)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,16 (0,11)
80	0,53 (0,49)	0,46 (0,42)	0,42 (0,38)	0,35 (0,31)	0,33 (0,29)	0,31 (0,27)	0,26 (0,22)	0,25 (0,21)	0,22 (0,18)	0,20 (0,16)	0,18 (0,14)	0,17 (0,13)	0,14 (0,10)
90	0,43 (0,38)	0,39 (0,34)	0,37 (0,32)	0,31 (0,26)	0,29 (0,24)	0,28 (0,23)	0,24 (0,19)	0,23 (0,18)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,09)
100	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,28)	0,26 (0,23)	0,25 (0,22)	0,24 (0,21)	0,21 (0,18)	0,20 (0,17)	0,19 (0,15)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,08)
110	0,30 (0,27)	0,28 (0,25)	0,27 (0,24)	0,23 (0,20)	0,22 (0,19)	0,20 (0,17)	0,18 (0,15)	0,18 (0,15)	0,17 (0,14)	0,15 (0,12)	0,15 (0,11)	0,15 (0,10)	0,13 (0,08)
120	0,26 (0,24)	0,25 (0,23)	0,24 (0,22)	0,21 (0,19)	0,20 (0,18)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)	0,16 (0,14)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,10 (0,08)
130	0,23 (0,21)	0,22 (0,20)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,18 (0,16)	0,17 (0,15)	0,15 (0,13)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,11 (0,09)	0,10 (0,08)
140	0,21 (0,20)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,17 (0,16)	0,16 (0,15)	0,16 (0,15)	0,14 (0,13)	0,14 (0,13)	0,13 (0,12)	0,12 (0,11)	0,11 (0,10)	0,11 (0,09)	0,09 (0,08)
150	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07
160	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07
170	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
180	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06
190	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05
200	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05

ПРИМЕЧАНИЕ См. примечание к Таблице С.1.

Таблица С.4 - Значения коэффициента α_R

Марка стали	Толщина проката, мм	Значение коэффициента α_R
16Д	До 20	0,0324
	от 21-40	0,0316
	41-60	0,0309
15ХСНД	8-32	0,0378
	33-50	0,0372
10ХСНД	8-40	0,0412
390-14Г2АФД	4-50	0,0415
390-15Г2АФДпс	4-32	0,0415

Коэффициенты влияния формы сечения η при определении приведенного относительного эксцентриситета по формуле $e_{ef} = \eta e_{rel}$ следует принимать по СНиП РК 5.04-23, вычисляя при этом условную гибкость $\bar{\lambda}$ по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R, \quad (C.1)$$

где α_R — коэффициент, принимаемый по Таблице С.4, при этом $m = e_{rel}$.

Приложение Т
(обязательное)

**Расчет по устойчивости полок и стенок элементов,
подкрепленных ребрами жесткости**

Т.1 Прямоугольные отсеки полок и стенок (далее – пластинки), заключенные между подкрепляющими их по контуру ортогональными деталями (ребра жесткости, полка для стенки и стенка для полки), следует рассчитывать по устойчивости. При этом расчетными размерами и параметрами проверяемой пластинки являются:

a – длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости;

h_{ef} – расчетная ширина пластинки, равная:

- при отсутствии продольных ребер жесткости у прокатного или сварного элемента – расстоянию между осями поясов h_w или осями стенок коробчатого сечения b_f ;

- то же, у составного элемента с болтовыми соединениями – расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков;

- при наличии продольных ребер жесткости у сварного или прокатного элемента – расстоянию от оси пояса (стенки) до оси крайнего продольного ребра жесткости h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i ($i = 2; 3; 4; 5...$);

- то же, у составного элемента с болтовыми соединениями – расстоянию от оси крайнего ребра жесткости до ближайшей риски поясного уголка h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i ($i = 2; 3; 4; 5...$);

t – толщина проверяемой пластинки;

t_1 , b_1 – толщина и расчетная ширина листа, ортогонального к проверяемой пластинке; в расчетную ширину этого листа в двутавровом сечении следует включать (в каждую сторону от проверяемой пластинки) участок листа шириной $\zeta_1 t_1$, но не более ширины свеса, а в коробчатом сечении – участок шириной $1/2 \zeta_2 t_1$, но не более половины расстояния между стенками коробки (здесь коэффициенты ζ_1 и ζ_2 следует определять по 8.4.7.8);

$$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}, \text{ здесь } \sigma_x \text{ и } \bar{\sigma}_x \text{ определяются по Т.2;}$$

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}},$$

$$\gamma = \beta \frac{b_1}{h_{ef}} \left(\frac{t_1}{t} \right)^3, \text{ здесь } \beta \text{ – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.1.}$$

В случае если проверяемая пластинка примыкает к пакету из двух листов и более, за t_1 и b_1 принимаются толщина и расчетная ширина первого листа пакета, непосредственно примыкающего к указанной пластинке.

Таблица Т.1 - Коэффициенты β

Характер закрепления сжатого пояса конструкцией проезжей части	Значение коэффициента β
К поясу с помощью лапчатых болтов прикреплены мостовые бруссы	0,3
К поясу с помощью высокопрочных шпилек и деревянных подкладок прикреплены сборные железобетонные плиты проезжей части	0,5
Пояс свободен	0,8
К поясу приварен внахлестку или встык лист ортотропной плиты	2,0
К поясу с помощью закладных деталей и высокопрочных болтов присоединена сборная проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения	1,5
К поясу непрерывно по всей длине пролета присоединена проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения с помощью высокопрочных болтов и подливки цементно-песчаным раствором	20

Т.2 Расчет по устойчивости пластинок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния – σ_x , σ_y , τ_{xy} .

Напряжения σ_x , σ_y , τ_{xy} следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициентов продольного изгиба.

Максимальное σ_x и минимальное $\bar{\sigma}_x$ продольные нормальные напряжения (положительные при сжатии) по продольным границам пластинки следует определять по формулам:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\max}, \quad (\text{T.1})$$

$$\bar{\sigma}_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} y_{\min}. \quad (\text{T.2})$$

где y_{\max} , y_{\min} – максимальное и минимальное расстояния от нейтральной оси до продольной границы пластинки (с учетом знака);

M_m – среднее значение изгибающего момента в пределах отсека при $\mu \leq 1$; если длина отсека больше его расчетной ширины, то M_m следует вычислять для более напряженного участка длиной, равной ширине отсека; если в пределах отсека момент меняет знак, то M_m следует вычислять на участке отсека с моментом одного знака.

Среднее касательное напряжение τ_{xy} следует определять:

- при отсутствии продольных ребер жесткости – по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3} \tau_{\max}, \quad (\text{T.3})$$

где

$$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t I_x}, \quad (\text{T.4})$$

- при их наличии – по формуле

$$\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}, \quad (\text{T.5})$$

В Формулах (Т.4) и (Т.5):

Q_m – среднее значение поперечной силы в пределах отсека, определяемое так же, как и M_m ;

τ_1, τ_2 – значения касательных напряжений на продольных границах пластинки, определяемые по Формуле (Т.4) при замене S_{\max} соответствующими значениями S .

Поперечное нормальное напряжение σ_y (положительное при сжатии), действующее на внешнюю кромку крайней пластинки, следует определять:

- от подвижной нагрузки – по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \quad (\text{Т.6})$$

где P – распределенное давление на внешнюю кромку крайней пластинки, определяемое по Приложению Е;

- от сосредоточенного давления силы F – по формуле

$$\sigma_y = \frac{F}{tl_{ef}}, \quad (\text{Т.7})$$

где l_{ef} – условная длина распределения нагрузки.

Условную длину распределения нагрузки l_{ef} следует определять:

- при передаче нагрузки непосредственно через пояс балки или через рельс и пояс – по формуле

$$l_{ef} = c^3 \sqrt{\frac{I}{t}}, \quad (\text{Т.8})$$

где c – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных элементов равным 3,25, для элементов с соединениями на высокопрочных болтах – 3,75, на обычных болтах – 4,5;

I – момент инерции пояса балки или сумма моментов инерции пояса и рельса;

- при передаче нагрузки от катка через рельс, деревянный лежень и пояс балки l_{ef} следует принимать равной $2h$ (где h – расстояние от поверхности рельса до кромки пластинки), но не более расстояния между соседними катками.

Поперечные нормальные напряжения σ_y на границе второй и последующих пластинок следует определять, как правило, по теории упругости.

Допускается их определять:

- при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, – по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t} (1 - 3v^2 + 2v^3), \quad (\text{Т.9})$$

- при сосредоточенной нагрузке – по формуле

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi t l_{ef}} \left[\arctg \frac{\alpha}{v} - 3v^2 \left(1 - \frac{2}{3}v \right) \arctg \alpha \right], \quad (\text{Т.10})$$

В Формулах (Т.9) и (Т.10): $\alpha = 0,5 \frac{l_{ef}}{h_w}$, $v = \frac{h_0}{h_w}$,

где h_0 – часть высоты стенки, равная расстоянию от оси нагруженного пояса в сварных и прокатных балках или от ближайшей риски поясного уголка в балках с болтовыми соединениями до границы проверяемой пластинки;

h_w – полная высота стенки.

Т.3 Критические напряжения $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$, $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять в предположении действия только одного из рассматриваемых напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} . Приведенные критические напряжения $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ в общем случае вычисляются в предположении неограниченной упругости материала на основе теории устойчивости первого рода (бифуркация форм равновесия) для пластинчатых систем.

Значения приводимых в Таблицах Т.2, Т.4 – Т.13 параметров для определения критических напряжений в пластинках допускается находить по линейной интерполяции.

Т.4 Расчет по устойчивости стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющей только поперечные ребра жесткости, следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{0,9 \tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{T.11})$$

где $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$ – критические нормальные напряжения соответственно продольное и поперечное;

$\tau_{xy,cr}$ – критическое касательное напряжение;

ω_1 – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.2;

$\omega_2 = 1 + 0,5 \left(\frac{h_w}{200t} - 0,5 \right)$ – коэффициент, вводимый при расчете автодорожных и городских мостов при $h_w/t > 100$.

Таблица Т.2 – Коэффициенты ω_1

ξ	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
ω_1	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40

Критические напряжения $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ следует определять по формулам Таблицы Т.3 в зависимости от приведенных критических напряжений $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$, вычисляемых по Т.4.1 – Т.4.3 настоящего приложения. При этом $\tau_{xy,cr}$ определяется по формулам для $\sigma_{x,cr}$ с подстановкой в них соотношений: $\sigma_{x,cr} = \frac{\tau_{xy,cr}}{0,6}$, $\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\tau_{x,cr,ef}}{0,6}$.

Т.4.1 Приведенное критическое продольное нормальное напряжение для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \left(\frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 E, \quad (\text{T.12})$$

где χ – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый для элементов с болтовыми соединениями равным 1,4, для сварных элементов – по Таблице Т.4;

ε – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.5.

Таблица Т.3 - Формулы для определения критических напряжений $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$

Марка стали	Интервал значений $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа	Формулы* для определения $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$
16Д	0-196	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	196-385	$\sigma_{x,cr} = \left[-170,7 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 0,6375 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,4048 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	Свыше 385	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03114 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,9419 \cdot 10^{-3} \right) Em$
15ХСНД	0-207	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	207-524	$\sigma_{x,cr} = \left[-201,2 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,024 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,0795 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	Свыше 524	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03572 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,290 \cdot 10^{-3} \right) Em$
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	0-229	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	229-591	$\sigma_{x,cr} = \left[-215,8 \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,238 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} - 1,1091 \cdot 10^{-3} \right] Em$
	Свыше 591	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03677 \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,561 \cdot 10^{-3} \right) Em$
* При определении поперечных нормальных критических напряжений в формулах заменяют: $\sigma_{x,cr}$ на $\sigma_{y,cr}$ и $\sigma_{x,cr,ef}$ на $\sigma_{y,cr,ef}$. Здесь m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.		

Таблица Т.4 - Коэффициенты χ

γ	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	Св. 10
χ	1,21	1,33	1,46	1,55	1,60	1,63	1,65

Таблица Т.5 - Коэффициенты ε

ξ	Значение коэффициента ε при μ									
	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5	2 и более
0	8,41	6,25	5,14	4,75	4,36	4,2	4,04	4,0	4,34	4,0
0,67	10,8	8,0	7,1	6,6	6,1	6,0	5,9	5,8	6,1	5,8
0,80	13,3	9,6	8,3	7,7	7,1	6,9	6,7	6,6	7,1	6,6
1,00	15,1	11,0	9,7	9,0	8,4	8,1	7,9	7,8	8,4	7,8
1,33	18,7	14,2	12,9	12,0	11,0	11,2	11,1	11,0	11,5	11,0
2,00	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1	23,9
3,00	54,3	54,5	58,0	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
4,00	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7

Т.4.2 Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \zeta \chi z \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (Т.13)$$

где ζ – коэффициент, принимаемый равным единице при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, и по Таблице Т.6 – при сосредоточенной нагрузке;

χ – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый по Таблице Т.7;

z – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.8.

Таблица Т.6 – Коэффициенты ζ

μ	Значение коэффициента ζ при ρ											
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35
0,5	1,70	1,67	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
0,6	1,98	1,93	1,89	1,85	1,82	1,80	1,79	1,78	1,76	1,72	1,71	1,69
0,7	2,23	2,17	2,11	2,06	2,02	1,98	1,96	1,93	1,89	1,82	1,79	1,76
0,8	2,43	2,35	2,28	2,22	2,17	2,12	2,10	2,05	2,01	1,91	1,86	1,82
0,9	2,61	2,51	2,43	2,36	2,30	2,24	2,21	2,16	2,11	1,98	1,92	1,87
1,0	2,74	2,64	2,55	2,47	2,40	2,34	2,31	2,24	2,17	2,04	1,97	1,91
1,2	2,79	2,68	2,59	2,51	2,43	2,37	2,33	2,26	2,19	2,05	1,98	1,91
1,4	2,84	2,73	2,63	2,54	2,46	2,39	2,35	2,28	2,21	2,05	1,98	1,91
1,5	2,86	2,75	2,65	2,56	2,48	2,41	2,37	2,30	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0 и более	2,86	2,75	2,65	2,55	2,47	2,40	2,36	2,28	2,20	2,05	1,96	1,88
ПРИМЕЧАНИЕ $\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}}$.												

Таблица Т.7 - Коэффициенты χ

γ	Значение коэффициента χ при μ					
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
0,25	1,19	1,19	1,20	1,20	1,19	1,18
0,5	1,24	1,29	1,30	1,32	1,32	1,32
1,0	1,28	1,36	1,41	1,47	1,52	1,56
4,0	1,32	1,45	1,57	1,73	1,97	2,21
10 и более	1,34	1,49	1,65	1,88	2,51	2,95

Т.4.3 Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ для пластинок стенок изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \chi \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (Т.14)$$

где d – меньшая сторона отсека (a или h_{ef});

μ_1 – коэффициент, принимаемый равным μ при $a > h_{ef}$ и $1/\mu$ при $a < h_{ef}$;

χ – коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый равным единице для элементов с болтовыми соединениями и по Таблице Т.9 – для сварных элементов.

Таблица Т.8 – Коэффициенты z

μ	z
0,4	4,88
0,5	5,12
0,6	5,37
0,7	5,59
0,8	5,80
1,0	6,26
1,2	6,87
1,4	7,69
1,6	8,69
1,8	9,86
2,0	11,21
2,5 и более	15,28

Таблица Т.9 - Коэффициенты χ

γ	Значение коэффициента χ при μ				
	0,5	0,67	1,0	2,0	2,5 и более
0,25	1,014	1,063	1,166	1,170	1,192
0,5	1,016	1,075	1,214	1,260	1,300
1,0	1,017	1,081	1,252	1,358	1,416
2,0	1,018	1,085	1,275	1,481	1,516
5,0	1,018	1,088	1,292	1,496	1,602
10,0	1,018	1,088	1,298	1,524	1,636
Свыше 10	1,018	1,089	1,303	1,552	1,680

Т.5 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и одно продольное ребро в сжатой зоне, следует выполнять: первой пластинки – между сжатым поясом и продольным ребром – по формуле

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9 \tau_{xy}}{\nu_2 \tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (\text{Т.15})$$

где ω_1 – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.2;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ – напряжения, определяемые по Т.2;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$ – критические напряжения, определяемые согласно Т.4;

второй пластинки – между растянутым поясом и продольным ребром – по Формуле (Т.11), принимая при этом $\omega_2 = 1$.

Т.5.1 Приведенное критическое продольное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ следует определять по Формуле (Т.12), при этом коэффициент упругого защемления χ следует принимать:

- первой пластинки: элементов с болтовыми соединениями – $\chi = 1,3$; таких же и сварных элементов при объединении с железобетонной плитой – $\chi = 1,35$; прочих сварных элементов – по Таблице Т.10;

- второй пластинки – $\chi = 1$.

Таблица Т.10 - Коэффициенты χ

γ	0,5	1,0	2,0	5,0	10 и более
χ	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

Т.5.2 Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ в первой пластинке следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \frac{(1 + \mu^2 i^2)^2}{\mu^2 i^2} \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (Т.16)$$

где i – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при $\mu = (a/h_1) \geq 0,7$ и 2,0 при $0,7 > \mu > 0,4$;

χ – коэффициент упругого защемления, принимаемый по Таблице Т.11 для элементов, объединенных с железобетонной плитой, и для балок с болтовыми соединениями, по Таблице Т.12 – для сварных балок.

Таблица Т.11 – Коэффициенты χ

μ	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
χ	1,07	1,18	1,31	1,52	1,62

Таблица Т.12 - Коэффициенты χ

γ	Значение коэффициента χ при μ							
	0,5	0,6	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2	1,06	1,07	1,13	1,17	1,31	1,32	1,29	1,25
4	1,06	1,07	1,14	1,19	1,38	1,44	1,43	1,39

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ при воздействии сосредоточенной нагрузки, когда действующие напряжения определяются по Формуле (Т.7), следует вычислять по Формуле (Т.16) с умножением на коэффициент 1,55;

если при этом $a > 2h_1 + 2l_{ef}$, то надлежит принимать $\mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}$.

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ во второй пластинке следует определять по Формуле (Т.13), при этом следует принимать: $\chi = 1$; z – по Таблице Т.8; ζ – по Таблице Т.6 при $\rho = 0,35$.

Т.5.3 Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{x,cr,ef}$ следует определять по Формуле (Т.14), при этом для первой пластинки вместо коэффициента защемления χ должен быть принят коэффициент $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$, для второй пластинки – $\chi = 1$.

Т.6 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и несколько продольных ребер жесткости, следует выполнять:

- первой пластинки – между сжатым поясом и ближайшим ребром – по Формуле (Т.15) и Формулам (Т.12), (Т.16) и (Т.14) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ соответственно;

- для последующих сжатых пластинок – по формулам для первой пластинки, принимая коэффициент защемления $\chi = 1$;

- для сжато-растянутой пластинки – по Формуле (Т.11), принимая $\omega_1 = 1$, и Формулам (Т.12), (Т.16) и (Т.14) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ как для второй пластинки по Т.5.

Расчет по устойчивости пластинки растянутой зоны стенки следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2} \leq 1, \quad (\text{Т.17})$$

где $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ – критические поперечное нормальное и касательное напряжения, определяемые по $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ согласно указаниям Т.4, при этом приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \delta \left(\frac{100t}{a} \right)^2 E, \quad (\text{Т.18})$$

где δ – коэффициент, принимаемый по Таблице Т.13.

Таблица Т.13 - Коэффициенты δ

Тип пластинки	Значение коэффициента δ при $\frac{a}{h_{ef}}$							
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	2,0
Примыкающая к растянутому поясу	1240	1380	1520	1650	1820	2240	3860	6300
Промежуточная	920	970	1020	1060	1100	1190	1530	2130

ПРИМЕЧАНИЕ a и h_{ef} следует определять по Т.1.

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять:

- для пластинки, примыкающей к растянутому поясу, – по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1250 + \frac{950}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (\text{Т.19})$$

- для промежуточной растянутой пластинки – по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \left(\frac{100t}{d} \right)^2 E, \quad (\text{Т.20})$$

где d – меньшая сторона отсека (a или h_{ef});

μ_1 – коэффициент, принимаемый равным μ при $a > h_{ef}$ и $1/\mu$ при $a < h_{ef}$.

Т.7 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных сжато-изгибаемых элементов (балки жесткости пролетного строения распорной системы, арки или пилона) при сжатии сечения по всей высоте следует выполнять по формуле

$$\frac{1,1\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}} + \frac{1,1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (\text{Т.21})$$

где σ_x – максимальное продольное нормальное напряжение на границе пластинки от продольной силы N и изгибающего момента M_m , принимаемого в соответствии с Т.2;

ω_1 – коэффициент, определяемый по Таблице Т.2;

σ_y, τ_{xy} – поперечное нормальное и среднее касательное напряжения, определяемые согласно Т.2;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$ – критические напряжения, определяемые по $\sigma_{x,cr,ef}, \sigma_{y,cr,ef}, \tau_{xy,cr,ef}$ согласно указаниям Т.4.

При действии на части высоты сечения растягивающих напряжений расчет следует выполнять как для стенки сплошных изгибаемых элементов по Т.4 – Т.6.

Приложение У
(обязательное)

Коэффициенты для расчета на выносливость

Таблица У.1 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для расчета стальных конструкций мостов на выносливость

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
1 По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с прокатными или обработанными фрезерованием, строганием кромками в сечениях вне сварных швов и болтов	1,0	1,0
2 То же с кромками, обрезанными газовой машинной резкой:		
а) нормального качества	1,1	1,2
б) чистовой (смыв-процесс, резка с кислородной завесой, кислородно-плазменная)	1,0	1,0
3 По основному металлу деталей в сечениях:		
а) нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия (Рисунок У.1)	1,3	1,5
б) нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие (Рисунок У.2)	1,1	1,3
в) брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фасонки к не стыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых ферм (Рисунок У.3)	$1,3 m_f$	$1,5 m_f$
г) то же, в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов, у которых:		
- непосредственно перекрытая часть сечения ($2A_v$) составляет, не менее: 80 % общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках — 60 % (Рисунок У.4)	$1,4 m_f$	$1,6 m_f$
- непосредственно перекрытая часть сечения ($2A_v$) составляет, не менее: 60 % общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках — 40 % (см. Рисунок У.4)	$1,5 m_f$	$1,7 m_f$
д) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ($2A_v$) составляет (Рисунок У.5), % общей площади сечения:		
- 60 и более	$1,6 m_f$	$1,8 m_f$
- менее 60	$1,7 m_f$	$1,9 m_f$
е) то же, в прикреплении к узлу или в стыке с односторонними накладками одностенчатых элементов (Рисунок У.6)	$2,2 m_f$	$2,5 m_f$
4 По основному металлу деталей в сечении по границе необработанного стыкового шва с усилением, имеющим плавный переход (при стыковании листов одинаковой толщины и ширины)	1,5	1,8

**Таблица У.1 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для
расчета стальных конструкций мостов на выносливость
(продолжение)**

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
5 По основному металлу деталей в сечении по зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или фрезой при стыковании листов:		
а) одинаковой толщины и ширины	1,0	1,0
б) разной ширины в сечении по более узкому листу	1,2	1,4
в) разной толщины в сечении по более тонкому листу	1,3	1,5
г) разной толщины и ширины в сечении по листу с меньшей площадью	1,6	1,9
6 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку, в сечении по границе лобового углового шва:		
а) без механической обработки этого шва при отношении его катетов $b : a \geq 2$ (при направлении большего катета b вдоль усилия)	2,3	3,2
б) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$	2,7	3,7
в) при механической обработке этого шва и отношении катетов $b : a \geq 2$	1,2	1,4
г) то же, при отношении катетов $b : a = 1,5$	1,6	1,9
7 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку фланговыми угловыми швами, в сечениях по концам этих швов независимо от их обработки	3,4	4,4
8 По основному металлу растянутых поясов балок и элементов ферм в сечении по границе поперечного углового шва, прикрепляющего диафрагму или ребро жесткости:		
а) без механической обработки шва, но при наличии плавного перехода от шва к основному металлу при сварке:		
- ручной	1,6	1,8
- полуавтоматической под флюсом	1,3	1,5
б) при механической обработке шва фрезой	1,0	1,1
9 Сечения составных элементов из листов, соединенных непрерывными продольными швами, сваренными автоматом, при действии усилия вдоль оси шва	1,0	1,0
10 По основному металлу элементов в местах, где обрываются детали:		
а) фасонки, привариваемые встык к кромкам поясов балок и ферм или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к поясу, при полном проплавлении толщины фасонки	1,2	1,4
б) оба пояса на стенке двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса, присоединения стенки к поясам на концевом участке с полным проплавлением и механической обработкой перехода поясов к стенке	1,3	1,6

Таблица У.1 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для расчета стальных конструкций мостов на выносливость (продолжение)

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
в) один лист пакета пояса сварной балки при уменьшении к месту обрыва толщины с уклоном не круче 1:8 и ширины листа со сведением ее на нет с уклоном не круче 1:4 и с механической обработкой концов швов	1,2	1,4
г) накладная деталь для усиления ослабленного отверстиями сечения элемента (компенсатор ослабления) при симметричном уменьшении ее ширины со сведением на нет, с уклоном не круче 1:1 и с механической обработкой концов швов	1,2	1,4
11 По основному металлу элементов проезжей части в сечениях по крайнему ряду высокопрочных болтов в прикреплении:		
а) диагонали продольных связей к нижнему поясу продольной балки, а также «рыбки» к нижнему поясу поперечной балки	1,1	1,3
б) фасонки горизонтальной диафрагмы к нижнему поясу продольной балки	1,3	1,5
в) «рыбки» к верхнему поясу продольной балки	1,6	1,8
12 По оси стыкового шва с полным проплавлением корня шва:		
а) при автоматической и полуавтоматической сварке под флюсом и ручной сварке, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопии (УЗД)	1,0	1,0
б) то же, без контроля УЗД	1,2	1,4
13 По расчетному сечению углового шва:		
а) лобового шва, выполненного сваркой:		
- ручной	2,3	3,2
- автоматической и полуавтоматической под флюсом	1,9	2,4
б) флангового шва	3,4	4,4
в) продольного соединительного шва составного элемента на участке его прикрепления к узлу при непосредственном перекрытии стыковыми накладками или узловыми фасонками лишь части сечения	1,5	1,7
г) продольного поясного шва балки	1,7	1,9
14 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к монтажному стыковому шву, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:		
а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, без механической обработки усиления	2,4	2,7
б) то же, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка	1,6	1,8
в) на стеклотканево-медной подкладке с применением гранулированной металлохимической присадки, без механической обработки усиления	1,5	1,65
15 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к потолочному угловому шву его монтажного соединения с поясом главной балки или фермы внахлестку:		

Таблица У.1 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для расчета стальных конструкций мостов на выносливость
(продолжение)

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
а) выполненному ручной сваркой	6,4	7,1
б) то же, с применением монтажной полосовой вставки, привариваемой встык к кромкам ортотропных плит, прикрепляемых внахлестку к поясу балки	3,8	4,2
16 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к его монтажному стыковому соединению с поясом главной балки или фермы, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом:		
а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка, при одинаковой толщине стыкуемых листов	1,6	1,8
б) то же, при разной толщине стыкуемых листов	1,8	2,0
в) на стеклотканево-медной подкладке с применением металлохимической присадки, без механической обработки усиления, при одинаковой толщине стыкуемых листов	1,5	1,65
г) то же, при разной толщине стыкуемых листов	1,7	1,9
17 По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в одноярусной ортотропной плите:		
а) продольное ребро проходит через V-образный вырез с выкружками на концах радиусом от 15 до 20 мм в стенке поперечного ребра и приварено к ней с одной стороны двумя угловыми швами	2,2	2,4
б) продольное ребро проходит через вырез в стенке поперечного ребра и в опорной пластинке и приварено к ней угловыми швами	1,3	1,5
18 По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в двухъярусной ортотропной плите:		
а) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным высокопрочными болтами через отверстия, просверленные в полке продольного и поясе поперечного ребер	1,2	1,3
б) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным специальными прижимами	1,1	1,2
19 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в зоне цельносварного монтажного поперечного стыка ортотропной плиты:		
а) при совмещенных в одном сечении стыках листа настила и продольных ребер, без механической обработки усиления швов	2,2	2,5
б) с разнесенными от стыка листа настила стыками продольного ребра, без механической обработки усиления швов	2,2	2,4
в) с разнесенными от стыка листа настила обработанными стыками продольного ребра, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3

Таблица У.1 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для расчета стальных конструкций мостов на выносливость
(продолжение)

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	16Д	15ХСНД, 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
20 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в комбинированном стыке — сварном листа настила, болтовом в ребрах:		
а) с устройством прямоугольных скругленных вырезов в продольных ребрах, без полного проплавления их концевых участков, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	2,8	3,1
б) с устройством обработанных полукруглых выкружек в продольных ребрах, с полным проплавлением их концевых участков, с механической обработкой усиления шва с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3
в) с обрывом продольных ребер вблизи стыка листа настила и постановкой вставки между их торцами, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	1,9	2,1
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 m_f — коэффициент, учитывающий влияние сдвигов по контактам соединяемых элементов и принимаемый по Таблице У.3 в зависимости от числа поперечных рядов болтов n в соединении.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Параметр n определяется:</p> <p>— числом поперечных рядов болтов в прикреплении данного элемента к фасонке или стыковой накладке, когда этот элемент обрывается в данном узле (поз. 3 г, д, е);</p> <p>— общим числом поперечных рядов болтов в прикреплении фасонки к непрерывному элементу (поз. 3 в).</p>		

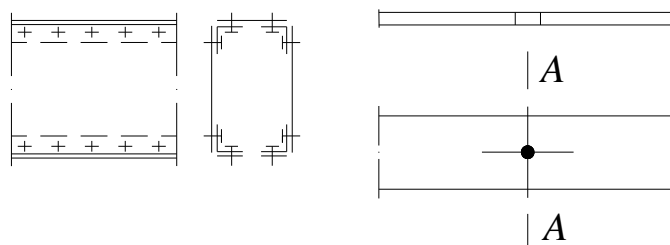


Рисунок У.1 - Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечениях нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия

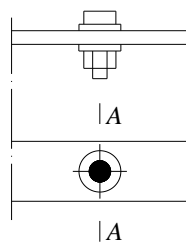


Рисунок У.2 - Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечениях нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие

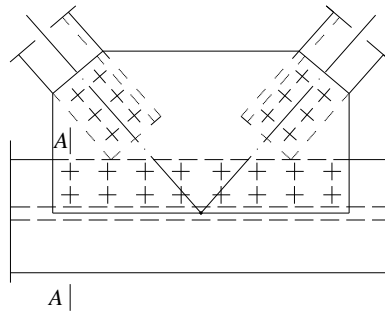


Рисунок У.3 - Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении фански к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых форм

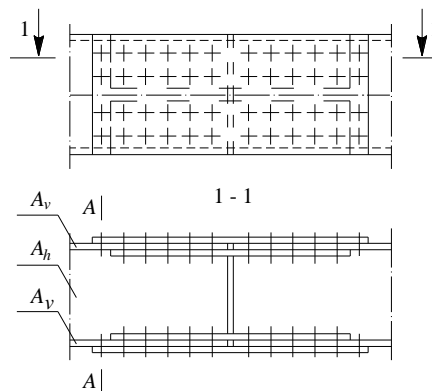


Рисунок У.4 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в креплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов

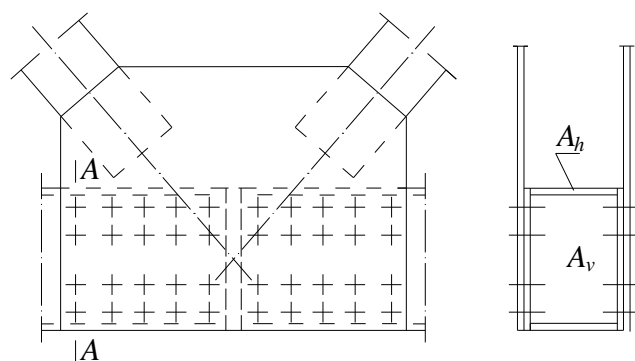


Рисунок У.5 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов с односторонними накладками

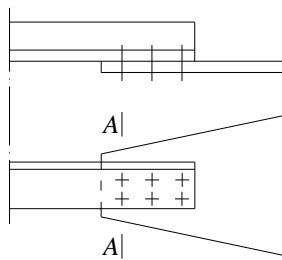


Рисунок У.6 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А – А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в прикреплении к узлу или в стыке одностенчатых элементов с односторонними накладками

Таблица У.2 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β_s для расчета на выносливость стальных канатов висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений

Устройства, закрепляющие или отклоняющие канаты	Коэффициент β_s
1 Анкеры клинового типа	1,1
2 Анкеры с заливкой конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов или эпоксидным компаундом	1,3
3 Анкеры со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дробы	1,1
4 Отклоняющие канат устройства, в том числе стяжки и сжимы, имеющие круговое очертание ложа, скругление радиусом 5 мм у торцов (в месте выхода каната) и укороченную на 40 мм (по сравнению с длиной ложа) прижимную накладку:	
- при непосредственном контакте каната со стальным ложем и поперечном давлении, $q = (N/r) \leq 1$, МН/м	1,2
- при контакте каната со стальным ложем через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм и поперечном давлении, $q = (N/r) \leq 2$, МН/м	1,2
5 Хомуты подвесок; стяжки и сжимы без отклонения каната при поперечном давлении, МН/м:	
- $q \leq 1$ и непосредственном контакте с канатом	1,1
- $q \leq 2$ и контакте с канатом через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$, мм	1,1
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения: N — усилие в канате; r — радиус кривой изгиба каната в отклоняющем устройстве.	

Таблица У.3 – Коэффициенты m_f

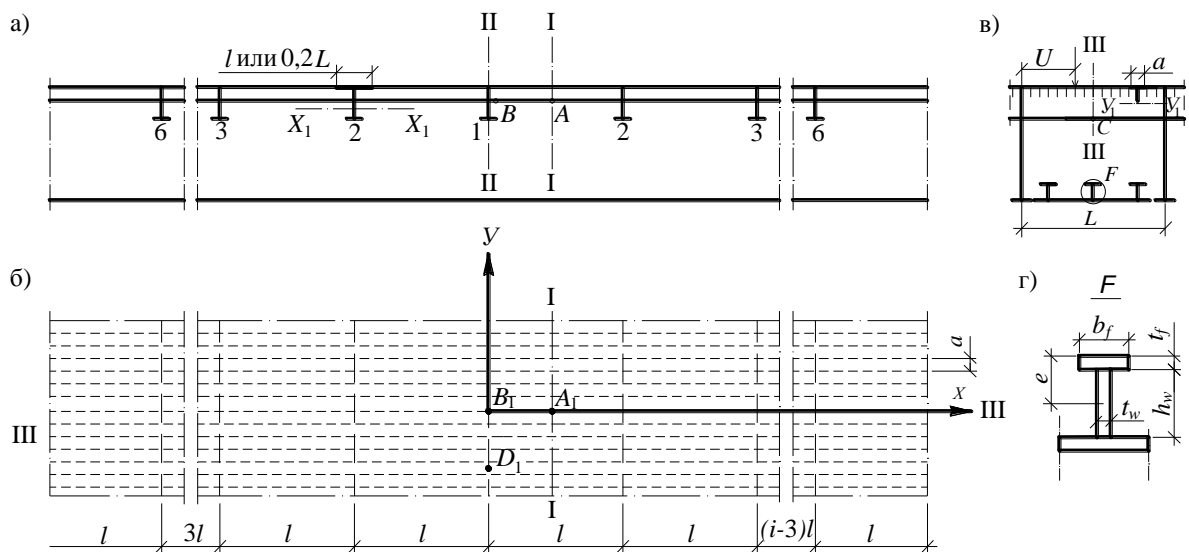
n	1–3	4–6	7–8	9–10	11–15	16 и более
m_f	1,00	1,05	1,12	1,16	1,20	1,23

Приложение Ф
(обязательное)

Расчет ортотропной плиты проезжей части по прочности и устойчивости

Ф.1 Метод расчета ортотропной плиты должен учитывать совместную работу листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок.

Ф.2 Ортотропную плиту допускается условно разделять на отдельные системы — продольные и поперечные ребра с соответствующими участками листа настила (Рисунок Ф.1).



1, 2, 3, ..., i — номер поперечного ребра верхней плиты; a — продольный разрез;
б — план; в — поперечный разрез; г — ребро нижней плиты

Рисунок Ф.1 — Коробчатое пролетное строение

Усилия в ортотропной плите при работе на изгиб между главными балками

Ф.3 Изгибающие моменты в продольных ребрах ортотропной плиты следует определять по формуле

$$M_{sl} = M_1 + M, \quad (\text{Ф.1})$$

где M_1 — изгибающий момент в отдельном продольном ребре полного сечения, включающего прилегающие участки листа настила общей шириной, равной расстоянию a между продольными ребрами (Рисунок Ф.1, в), рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах; момент определяется от нагрузки, расположенной непосредственно над этим ребром;

M — изгибающий момент в опорном сечении продольного ребра при изгибе ортотропной плиты между главными балками, определяемый при загрузении

СП РК 3.03-112-2013

поверхности влияния нагрузкой, прилагаемой в узлах пересечения продольных и поперечных ребер.

Нагрузку, передаваемую с продольных ребер на узлы пересечения с поперечными ребрами, следует определять с помощью линии влияния опорной реакции неразрезной многопролетной балки на жестких опорах.

В пределах крайних третей ширины ортотропной плиты автопроезда и в ортотропной плите однопутных железнодорожных пролетных строений с ездой поверху следует принимать $M = 0$.

Ординаты поверхности влияния для вычисления изгибающего момента M в опорном сечении продольного ребра над «средним» поперечным ребром 1 (Рисунок Ф.1, а) следует определять по формуле

$$M_{lii} = \frac{2a}{L} M_{li} \sin \pi \frac{u}{l}, \quad (\text{Ф.2})$$

где M_{li} — принимаемые по Таблице Ф.1 (с умножением на l) ординаты линии влияния изгибающего момента в опорном сечении продольного ребра над «средним» поперечным ребром 1 при расположении нагрузки над поперечным ребром i ;

l — пролет продольного ребра (Рисунок Ф.1, б);

L — пролет поперечного ребра (Рисунок Ф.1, в);

u — координата положения нагрузки от начала поперечного ребра.

Таблица Ф.1 - Ординаты линии влияния $\frac{M_{li}}{l}$

Номер поперечного ребра i	Ординаты линии влияния $\frac{M_{li}}{l}$ при z				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	−0,0281	−0,0400	−0,0516	−0,0521
3	0	0,0025	−0,0016	−0,0166	−0,0348
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0,0046
5	0	−0,0001	0	0,0014	0,0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначения:

z — параметр, характеризующий изгибную жесткость ортотропной плиты и определяемый по формуле $z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \frac{I_{sl}}{aI_s}$,

где I_{sl} — момент инерции полного сечения продольного ребра, м^4 , относительно горизонтальной оси y_1 (см. Рисунок Ф.1, в);

a — расстояние между продольными ребрами, м;

I_s — момент инерции полного поперечного ребра, м^4 , - с прилегающим участком настила шириной $0,2L$, но не более l — относительно горизонтальной оси x_1 (см. Рисунок Ф.1, а).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Таблице Ф.1 принята следующая нумерация поперечных ребер i : ребра 2–6 расположены на расстоянии l одно от другого в каждую сторону от «среднего» поперечного ребра 1 (см. Рисунок Ф.1, а).

Ф.4 В железнодорожных пролетных строениях лист настила ортотропной плиты проезжей части следует рассчитывать на изгиб, при этом прогиб листа настила не проверяется.

При устройстве пути на балласте наибольшие значения изгибающих моментов в листе настила над продольными ребрами следует определять по формулам:

- в зоне под рельсом

$$M_y = -0,1va^2, \quad (\Phi.3)$$

- в зоне по оси пролетного строения

$$M_y = -0,08va^2, \quad (\Phi.4)$$

где v — нагрузка на единицу длины, принимаемая по Е.2 (Приложение Е).

Расчет элементов ортотропной плиты по прочности

Ф.5 Для проверки прочности элементов ортотропной плиты необходимо получить в результате расчетов в предположении упругих деформаций стали в сечениях I, II, III и точках A, B, C, A_1, B_1, D_1 , указанных на Рисунке Ф.1, нормальные напряжения в листе настила, продольных и поперечных ребрах, а также касательные напряжения в листе настила, от изгиба ортотропной плиты между главными балками σ_{xp}, σ_{yp} и $\tau_{хр}$ и совместной работы ее с главными балками пролетного строения σ_{xc}, σ_{yc} и $\tau_{хс}$.

Ф.6 Проверку прочности растянутого при изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне отрицательных моментов неразрезных главных балок в сечении I – I посередине пролета l среднего продольного ребра (см. Рисунок Ф.1 а) — точка А) по формулам:

$$\Psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \leq R_y m, \quad (\Phi.5)$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq m_2 R_{yn} m. \quad (\Phi.6)$$

где R_y, R_{yn} — соответственно расчетное и нормативное сопротивления металла продольного ребра;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

m_1, m_2 — коэффициенты условий работы; для автодорожных и городских мостов, а также для автодорожного проезда совмещенных мостов их следует принимать по Таблице Ф.2; для железнодорожных и пешеходных мостов, а также для железнодорожного проезда совмещенных мостов $m_1 = 1/\alpha$; при этом проверка по Формуле (Ф.6) не выполняется;

χ_1 — коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый равным 0,9 — для крайнего нижнего волокна продольного ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и 1,1 — для продольного ребра в виде сварного тавра;

ψ, α — коэффициенты, определяемые по 8.4.2.3.1 и 8.4.2.2.1.

Таблица Ф.2 - Коэффициенты m_1 и m_2 для полосовых ребер

$\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}}$	Значения коэффициентов m_1 и m_2 для полосовых ребер	
	m_1	m_2
0	0,55	1,40
0,25	0,40	1,50
0,45	0,25	1,60
0,65	0,13	1,60
ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициенты m_1 и m_2 для промежуточных значений σ_{xc}/σ_{xp} следует определять линейной интерполяцией.		

Ф.7 Проверку прочности сжатого при местном изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне положительных моментов неразрезных главных балок в опорном сечении II – II среднего продольного ребра (см. Рисунок Ф.1 а — точка В) по формуле

$$\psi \sigma_{xc} + \frac{\chi_2 \sigma_{xp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (\text{Ф.7})$$

где ψ , α — коэффициенты, определяемые по 8.4.2.3.1 и 8.4.2.2.1;

χ_2 — коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый равным 1,1 — для крайнего нижнего волокна ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и 0,9 — для ребра в виде сварного тавра;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Ф.8 Проверку прочности крайнего нижнего волокна поперечной балки следует выполнять в сечении III – III посередине ее пролета (см. Рисунок Ф.1, в — точка С) по формуле

$$\frac{\sigma_{yp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (\text{Ф.8})$$

где α — коэффициент, определяемый по Формулам (153) и (154);

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60.

Ф.9 Расчет по прочности листа настила следует выполнять в точках A_1 , B_1 , D_1 (см. Рисунок Ф.1, б) по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 m R_y, \quad (\text{Ф.9})$$

$$\tau_{xy} \leq R_s m, \quad (\text{Ф.10})$$

где $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}$;

$\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}$;

$\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60;

m_3 — коэффициент, равный 1,15 при $\sigma_y = 0$ или 1,10 — при $\sigma_y \neq 0$;

m_4 — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,05 — при проверке прочности листа настила в точке A_1 ортотропной плиты автодорожных и городских мостов и 1,0 — во всех остальных случаях.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных загрузки, при которых достигает максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений σ_x , σ_y или τ_{xy} .

Расчет элементов ортотропной плиты по устойчивости

Ф.10 Местная устойчивость листа настила между продольными ребрами, продольных полосовых ребер, свесов поясов тавровых продольных и поперечных ребер должна быть обеспечена согласно 8.4.5.2 и 8.4.6.2, а стенки тавровых ребер — согласно Приложению Т. При этом следует выбирать наиболее невыгодную комбинацию напряжений от изгиба ортотропной плиты между главными балками и совместной ее работы с главными балками пролетного строения.

Ф.11 Общая устойчивость листа настила, подкрепленного продольными ребрами, должна быть обеспечена поперечными ребрами.

Момент инерции поперечных ребер I_s (по Ф.3) сжатой (сжато-изогнутой) ортотропной плиты следует определять по формуле

$$I_s = \alpha \psi (k+1) \left(\frac{L}{l} \right)^3 I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}}, \quad (\text{Ф.11})$$

где α — коэффициент, определяемый по Таблице Ф.3;

ψ — коэффициент, принимаемый равным: 0,055 — при $k=1$; 0,15 — при $k=2$; 0,20 — при $k \geq 3$;

k — число продольных ребер рассчитываемой ортотропной плиты;

L — расстояние между стенками главных балок или центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей, м;

l — расстояние между поперечными ребрами, м;

I_{sl} — момент инерции полного сечения продольного ребра (по Ф.3);

σ_{xc} — действующие напряжения в листе настила от совместной работы ортотропной плиты с главными балками пролетного строения, МПа, вычисленные в предположении упругих деформаций стали;

$\sigma_{x,cr,ef}$ — напряжение, МПа, вычисленное по Таблице 68 по значению $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$.

Таблица Ф.3 – Коэффициенты α

ω	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
α	0	0,016	0,053	0,115	0,205	0,320	0,462	0,646	0,872	1,192	1,470	2,025

Допускается также определять $\sigma_{x,cr,ef}$ по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A_{sl} l^2}, \quad (\text{Ф.12})$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент ω определяют по формуле $\omega = \sigma_{xc} / \phi_0 R_y$, где ϕ_0 следует определять по Таблице Ф.4 при $l_{ef} = l$.

СП РК 3.03-112-2013

Для сжатой ортотропной плиты, не воспринимающей местную нагрузку, в Формуле (Ф.11) коэффициент α следует принимать равным 2,025, что обеспечивает равенство расчетной длины l_{ef} продольных ребер расстоянию между поперечными ребрами l .

Таблица Ф.4 – Коэффициенты φ_0

Гибкость λ_0, λ_1	Коэффициент φ_0 для стали марок		
	16Д	15ХСНД	10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
0	1,00	1,00	1,00
41	1,00	1,00	1,00
44	1,00	1,00	0,96
50	1,00	0,92	0,88
53	1,00	0,87	0,83
60	0,95	0,76	0,72
70	0,83	0,64	0,59
80	0,73	0,56	0,49
90	0,64	0,50	0,43
100	0,59	0,44	0,38
110	0,53	0,39	0,33
120	0,47	0,34	0,28
130	0,41	0,30	0,25
140	0,36	0,26	0,22
150	0,32	0,23	0,20
160	0,29	0,21	0,17
170	0,26	0,19	0,16
180	0,23	0,17	0,14
190	0,21	0,15	0,13
200	0,20	0,14	0,11

Ф.12 Расчет по общей устойчивости ортотропной плиты в целом (сжатой и сжато-изогнутой) при обеспечении условия (Ф.11) следует выполнять по формуле

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (\text{Ф.13})$$

где σ_{xc} — см. Ф.11;

φ_0 — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по Таблице Ф.4 в зависимости от гибкости λ_0 ;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по Таблице 60, 8.3.13.

Гибкость следует определять по формуле

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{A}{I_{sl} + a \frac{t_h^3}{11} 2\theta \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4}}, \quad (\text{Ф.14})$$

где l_{ef} — расчетная (свободная) длина продольных ребер, определяемая из выражения

$l_{ef} = l \sqrt{\frac{1}{\omega}}$; здесь коэффициент ω находят из Таблицы Ф.3 по значению

$$\alpha = \frac{1}{\psi \cdot (k+1) I_{sl}} \left(\frac{l}{L} \right)^3 I_s; \quad (\text{Ф.15})$$

I_s, I_{sl} и l — см. Ф.3;

a — расстояние между продольными ребрами, м;

t_h — толщина листа настила, м;

ξ — коэффициент, принимаемый равным 1,0 — для ортотропной плиты нижнего пояса и по Таблице Ф.5 — для плиты верхнего пояса коробчатых главных балок;

A — площадь полного сечения продольного ребра, м²;

$$\theta = 1 + \frac{5,5 I_t}{a t_h^3},$$

здесь I_t — момент инерции полного сечения продольного ребра при чистом кручении.

Таблица Ф.5 – Коэффициенты ξ

f/i	Коэффициент ξ
0	1,00
0,01	0,75
0,05	0,70
0,10	0,66
ПРИМЕЧАНИЕ Обозначения: f — прогиб продольного ребра между поперечными ребрами, м; i — радиус инерции полного сечения продольного ребра, м.	

Сжато-изогнутую ортотропную плиту железнодорожных мостов следует проверять на общую устойчивость по Формуле (178), принимая гибкость по Формуле (Ф.14) при $\xi = 1,0$.

Ф.13 Тавровые продольные ребра (см. Рисунок Ф.1 в, г) сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых главных балок при изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует рассчитывать по Формуле (Ф.13), принимая коэффициент продольного изгиба φ_0 в зависимости от гибкости λ_1 .

Гибкость λ_1 следует определять по формуле

$$\lambda_1 = l \sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0,04 l^2 I_t}}, \quad (\text{Ф.16})$$

где $I_p = I_y + I_z + A(h_w - e)^2$;

l — см. Ф.3;

h_w — высота стенки ребра, м, толщиной t_w (см. Рисунок Ф.1, г);

e — расстояние от центра тяжести полки, м, шириной b_f , толщиной t_f до центра тяжести таврового продольного ребра (см. Рисунок Ф.1, г);

I_y, I_z — соответственно момент инерции сечения таврового продольного ребра относительно горизонтальной оси y и вертикальной оси z ;

$$I_{\omega} = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36}, \quad (\Phi.17)$$

$$I_t = \frac{1}{3} (b_f t_f^3 + h_w t_w^3), \quad (\Phi.18)$$

$$A = b_f t_f + h_w t_w. \quad (\Phi.19)$$

Для обеспечения местной устойчивости элементов таврового сечения продольного ребра толщина полки и стенки соответствует требованиям 8.4.5.2:

- при $b_f > 0,3h_w$ продольное ребро полного сечения следует считать двутавром;
- при $b_f = 0$ продольное ребро полного сечения следует считать тавром;
- при $0 < b_f \leq 0,3h_w$ требования к толщине стенки определяются линейной интерполяцией между нормами для двутавра и тавра ($b_f = 0$).

Приложение X

(обязательное)

**Учет ползучести, виброползучести бетона
и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях**

X.1 При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях следует определить уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения (далее — внутренние напряжения) и соответствующие деформации.

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (см. Рисунок X.1), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае следует определять по формулам:

- на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha\sigma_{b1}, \quad (X.1)$$

- в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right), \quad (X.2)$$

- в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right), \quad (X.3)$$

- в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при $E_r = E_{rs} = E_{st}$ (сжатие)

$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right), \quad (X.4)$$

- потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right), \quad (X.5)$$

- в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \sigma_{sbf,kr}, \quad (X.6)$$

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (см. Рисунок X.1) следует вычислять по формулам:

- относительные деформации, соответствующие напряжениям в стальной части сечения,

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \frac{\sigma_{b1}}{E_b}, \quad (X.7)$$

- относительные деформации, соответствующие напряжениям в бетонной части сечения,

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}, \quad (X.8)$$

В Формулах (X.1) – (X.8):

α, β, ν — параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения и определяемые по формулам:

$$\alpha = \frac{\Phi_{kr}}{0,5\Phi_{kr} + \nu + 1}, \quad (X.9)$$

$$\beta = \alpha\nu, \quad (X.10)$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b} \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}} \right). \quad (X.11)$$

где $\Phi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$ — предельная характеристика ползучести бетона;

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимается по Таблице 8;

c_n — нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по Таблице 7.1.7 и Приложения М с учетом требований Приложения П;

$\sigma_{b1}, \sigma_{bf,1}$ — начальные напряжения сжатия соответственно на уровне центра тяжести сечения и в крайней фибре бетона от постоянных нагрузок и воздействий;

$\sigma_{sbf,kr}$ — условное напряжение в уровне крайней фибры бетона, МПа, определяемое

из выражения, $\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}} \right)$;

$A_{st}, I_{st}, W_{s1,st}, W_{s2,st}, W_{rf,st}$ — соответственно площадь, момент инерции, моменты сопротивления нижнего и верхнего поясов балки и крайнего ряда арматуры брутто стальной части сечения, включая арматуру;

$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rp}}$ — коэффициент приведения по 9.1.12.

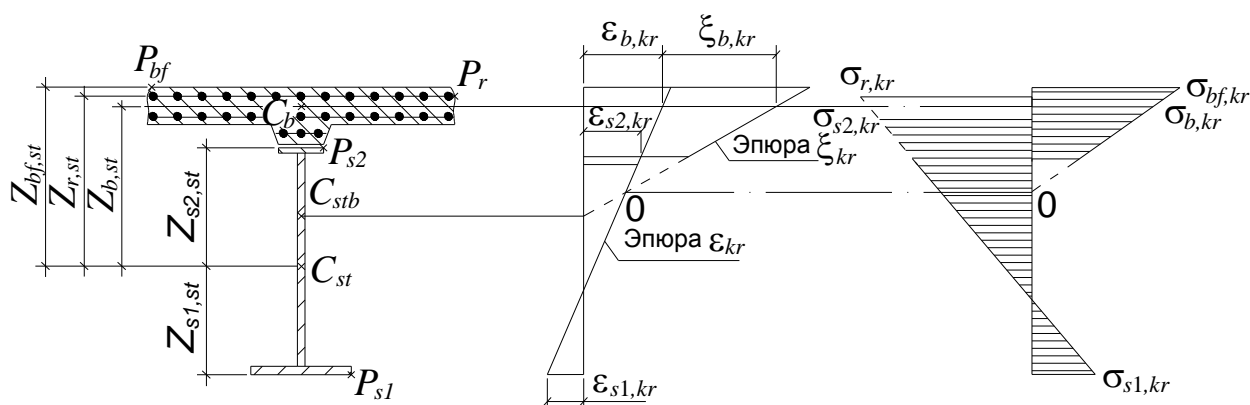


Рисунок X.1 — Эпюры относительных деформаций и внутренних напряжений от ползучести бетона

Остальные обозначения соответствуют 9.1.4, 9.2.1.1 и Рисунку X.1.

Х.2 Ползучесть бетона допускается учитывать введением в расчет условного модуля упругости бетона $E_{ef,kr}$, если в статически определимой конструкции все постоянные нагрузки, вызывающие напряжение в бетоне, прилагаются в одной стадии и при одной и той же схеме работы. Модуль $E_{ef,kr}$ следует определять по формуле

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0,5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr})\nu + 0,5\varphi_{kr} + 1} E_b, \quad (X.12)$$

где ν, φ_{kr} — то же, что в Х.1.

Внутренние напряжения от ползучести бетона для i -й фибры сечения следует вычислять по формуле

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (X.13)$$

где $\sigma_{i,ef}, \sigma_i$ — напряжения от постоянных нагрузок, МПа, полученные при модуле упругости бетона соответственно $E_{ef,kr}$ и E_b .

Х.3 При учете ползучести бетона в статически неопределимых конструкциях следует определить внутренние напряжения и внешние силовые факторы (опорные реакции, изгибающие моменты и пр.), а также соответствующие деформации.

Внутренние напряжения и внешние силовые факторы допускается вычислять методом последовательных приближений, принимая усилия $\sigma_{b,kr}A_b$ в центре тяжести бетонной части сечения за нагрузки ($\sigma_{b,kr}$ и A_b принимают по Х.1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения следует учитывать следующим образом: с модулем $E_{ef,kr}$ (см. Х.2) — при определении основных и побочных перемещений; с модулем E_b — при определении напряжений в центре тяжести бетона от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью. Выраженные через φ_{kr} значения предельной характеристики ползучести, используемые для определения $\sigma_{b,kr}$ и $E_{ef,kr}$ при последовательных приближениях, приведены в Таблице Х.1.

Таблица Х.1 - Предельные значения характеристик ползучести бетона

Номер приближения	Значение предельной характеристики ползучести бетона φ_{kr} при вычислении	
	напряжений от ползучести бетона на уровне центра тяжести бетонной части сечения $\sigma_{b,kr}$	основных и побочных перемещений
1	φ_{kr}	$0,5\varphi_{kr}$
2	$0,5\varphi_{kr}$	$0,38\varphi_{kr}$
3	$0,38\varphi_{kr}$	$0,32\varphi_{kr}$

Х.4 Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил $\sigma_{b,kr}A_b$, приложенных в уровне центра тяжести сечения бетона. Для статически определимых конструкций имеет место равенство

$\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$; для статически неопределимых систем σ_{kr} равно сумме внутренних напряжений и напряжений от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью.

Х.5 Деформации обжатия замоноличенных бетоном поперечных швов сборной железобетонной плиты следует учитывать в расчетах, если продольная арматура плиты не состыкована в швах и при этом плита не имеет предварительного напряжения в продольном направлении.

Деформации обжатия поперечных швов следует учитывать введением в выражения для $\alpha, \beta, E_{ef,kr}$ (см. Х.1 и Х.2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов $\varphi_{kr,d}$ определяемой по формуле

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0,2R_b L}, \quad (\text{X.14})$$

где L — длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты;

$\sum \Delta_d$ — суммарная деформация обжатия поперечных швов, м, расположенных на длине L ;

φ_{kr} — то же, что в Х.1;

E_b, R_b — принимают по 7.2.6 и 7.2.14.

При отсутствии опытных данных значение Δ_d , см, допускается вычислять по формуле

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035b_d, \quad (\text{X.15})$$

где b_d — ширина шва (зазор между торцами сборных плит).

Х.6 Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона E_{vkr} , вычисляемого по Х.2 с заменой φ_{kr} на φ_{vkr} , определяемой по формуле

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_1}{1+\rho_1} \varphi_{kr} + (1-\rho_1)(0,388c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) E_b, \quad (\text{X.16})$$

где $\rho_1 = \frac{\sigma_{\min,1}}{\sigma_{\max,1}}$ — характеристика цикла начальных напряжений в бетоне,

определенных без учета виброползучести и ползучести;

φ_{kr}, c_n — то же, что в Х.1.

Приложение Ц
(обязательное)

**Определение напряжений в сталежелезобетонных балках
от усадки бетона и температурных воздействий**

Ц.1 Напряжения в стали и бетоне для статически определимой конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты, следует определять по формулам:

а) от усадки бетона

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z - v_{shr} \right), \quad (\text{Ц.1})$$

где $A_{stb,shr}$, $I_{stb,shr}$ — приведенные к стали соответственно площадь, и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки, при модуле упругости бетона $E_{ef,shr}$, определяемом по 9.1.8;

A_{st} — площадь стальной части сечения, включая арматуру железобетонной плиты;

$$S_{shr} = A_{st, stb} Z_{st, stb},$$

здесь $Z_{st, stb}$ — расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до центра тяжести A_{st} ;

Z — расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до фибры, где определяется σ_{shr} (положительное направление оси Z принято вниз);

$v_{shr} = 0$; $v_{shr} = 1$ — при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

E — следует принимать равным при определении напряжений:

- в бетоне — $E_{ef,shr}$;

- в стальной балке — E_{st} ;

- в ненапрягаемой арматуре — E_{rs} ;

- в напрягаемой арматуре — E_{rp} ;

ε_{shr} — предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая по 9.1.8;

б) от температурных воздействий

$$\sigma_t = \alpha t_{\max} E \left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} Z - v \right), \quad (\text{Ц.2})$$

где $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ — коэффициент линейного расширения стали и бетона;

$$t_{\max} = \gamma_f t_{n, \max};$$

здесь γ_f — принимают по Таблице 18;

$t_{n, \max}$ — принимают по 9.1.9;

E — принимают равным $E_b, E_{st}, E_{rs}, E_{rp}$ при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре;

$A_{stb,t}, I_{stb,t}$ — приведенные к стали площадь и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки;

Z — расстояние от центра тяжести $A_{stb,t}$ до фибры, где определяется σ_t .

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в Формуле (Ц.2) следует принимать:

$$A_1 = 0,8A_{wt} + 0,3A_{s1,t}, \quad (\text{Ц.3})$$

$$S_t = (0,4h_w - 0,8Z_{b1,stb})A_{wt} + 0,3A_{s1,t}Z_{s1,stb}, \quad (\text{Ц.4})$$

$$v = v_{ii},$$

где A_{wt} — площадь стальных вертикальных элементов (стенки, вертикальных полок поясных уголков, ламелей);

$A_{s1,t}$ — площадь стальных горизонтальных элементов нижнего пояса.

В случае повышения температуры железобетонной плиты в Формуле (Ц.2) следует принимать:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b} \left[1 - \left(1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right], \quad (\text{Ц.5})$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b} (Z_{bf,stb} - 8), \quad (\text{Ц.6})$$

$$v = v'_{ii},$$

где b_{sl}, t_{sl} , см, — принимают по 9.1.11.

Величины v_{ii} и v'_{ii} , относящиеся к i -й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует принимать по 9.1.9.

Остальные обозначения, принятые в Формулах (Ц.3) – (Ц.6), соответствуют 9.1.4 и Рисунку 14.

Ц.2 При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать по Ц.1.

$$s_{pQ} = \frac{1,15S_{pQ}}{a_e}, \quad (\text{Ш.3})$$

Ш.3 Распределение местных сосредоточенных сдвигающих усилий (от заанкеривания высокопрочной арматуры, примыкания ванты или раскоса и т. д.) S_{cN} в удаленных от конца плиты зонах следует принимать по симметричной треугольной эпюре с длиной основания $2a_e$ (см. Рисунок Ш.1).

Ш.4 При определении сдвигающих усилий длины расчетных участков следует принимать (см. Рисунок Ш.1):

I = $0,18(H + b_{sl})$; II = $0,36(H + b_{sl})$ — для концевых участков и в местах приложения сосредоточенных сил, а также в местах, примыкающих к указанному участку;

III $\leq 0,8(H + b_{sl})$; IV $\leq 1,6(H + b_{sl})$ — на остальной длине пролетного строения соответственно в крайней и средней четвертях пролета.

Приложение Щ

(обязательное)

Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами

Щ.1 Сдвигающее усилие S_h , кН, приходящееся на один гибкий упор, должно отвечать следующим условиям прочности:

- для гибких упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров, уголков без подкрепляющих ребер

$$S_h \leq 0,55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dr}\sqrt{10R_b}, \quad (\text{Щ.1})$$

- для гибких упоров в виде круглых стержней при $2,5 < l/d \leq 4,2$

$$S_h \leq 0,24ld\sqrt{10R_b}, \quad (\text{Щ.2})$$

- для гибких упоров в виде круглых стержней при $l/d > 4,2$

$$S_h \leq d^2\sqrt{10R_b}, \quad (\text{Щ.3})$$

Для гибких упоров в виде круглых стержней кроме того, следует выполнять условие

$$S_1 \leq 0,063d^2mR_y, \quad (\text{Щ.4})$$

В Формулах (Щ.1) – (Щ.4):

t_{fr} — сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, см;

t_w — толщина стенки прокатного профиля, см;

l — длина круглого стержня гибкого упора, см;

d — диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;

b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором, см;

R_b, R_y, m — принимают согласно 9.2.1.1.

Щ.2 Сдвигающее усилие S_h , приходящееся на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или на одну ветвь петлевого анкера, должно отвечать следующим условиям:

$$S_h \leq 0,1A_{an}mR_y \cos \alpha + d^2\sqrt{10R_b} \sin \alpha, \quad (\text{Щ.5})$$

$$S_h \leq 0,1A_{an}mR_y (\cos \alpha + 0,8 \sin \alpha). \quad (\text{Щ.6})$$

где A_{an} — площадь поперечного сечения стержня анкера или ветви анкера, см²;

α — угол наклона анкера к поверхности стальной конструкции.

Для анкеров, разведенных в плане, в Формулы (Щ.5) и (Щ.6) вместо $\cos \alpha$ следует подставлять произведение $\cos \alpha \times \cos \beta$, где β — угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными анкерами, не должно превышать 25 % полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

Щ.3 При объединении железобетонной части со стальной с помощью наклонных анкеров из полосовой стали толщиной t_{an} от 8 мм до 20 мм и шириной от 20 мм до 80 мм

СП РК 3.03-112-2013

сдвигающее усилие S_h , приходящееся на один анкер или одну ветвь петлевого анкера, следует проверять по Формуле (Щ.5), заменяя d^2 выражением $t_{an}\sqrt{A_{an}}$ (где t_{an} — в сантиметрах) и по Формуле (Щ.6).

Щ.4 Если наклонные или вертикальные анкеры находятся в высоком железобетонном ребре и используются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных анкерах следует определять как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в вертикальных анкерах — аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Допускается достаточность сечения анкера для восприятия этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверять независимо и усилия не суммировать.

Приложение Э
(обязательное)

Расчеты по прочности объединения железобетона и стали, выполненных с применением высокопрочных болтов, обжимающих железобетон

Э.1 Усилие натяжения высокопрочного болта N_{hb} следует определять по формуле

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N, \quad (\text{Э.1})$$

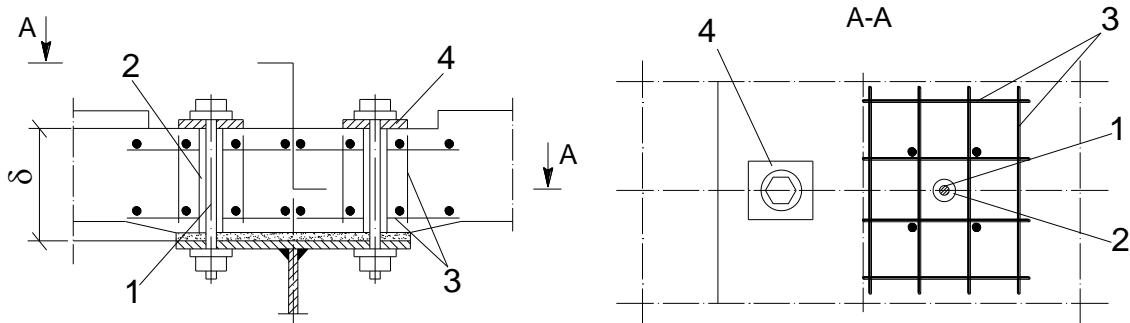
где $N_{hb,n}$ — контролируемое усилие натяжения болта;

ΔN — потери усилий натяжения от усадки и ползучести бетона плиты и слоя раствора под плитой.

При конструкции соединения согласно Рисунку Э.1, потери ΔN допускается определять по формуле

$$\Delta N = N_{hb,n} (0,23 - 0,0025t), \quad (\text{Э.2})$$

где $t \leq 50$ см — суммарная толщина плиты и слоя раствора по оси отверстия.



1 — высокопрочный болт диаметром 22 мм или 24 мм; 2 — отверстие в бетоне диаметром 50 мм; 3 — арматурный каркас из стержней периодического профиля диаметром 10 мм; 4 — распределительная подкладка размерами 100мм×100мм×16мм для болтов 22 мм и размерами 100мм×100мм×20мм — для болтов 24 мм

Рисунок Э.1 — Конструкция соединения с применением высокопрочных болтов

Э.2 Во фрикционном соединении железобетонной плиты со стальным поясом (через слой цементно-песчаного раствора или при непосредственном контакте) при условии очистки пояса сдвигающее усилие, приходящееся на один высокопрочный болт, должно отвечать условию

$$S_h \leq \frac{1}{k} f N_{hb}, \quad (\text{Э.3})$$

где N_{hb} — усилие натяжения высокопрочного болта, принимаемое по Э.1;

$k=1,3$ — коэффициент безопасности;

f — коэффициент трения, принимаемый равным:

- 0,60 — при омоноличивании шва цементно-песчаным раствором или при плите из монолитного железобетона;

- 0,45 — при непосредственном контакте сборного железобетона со сталью.

Приложение Ю
(обязательное)

Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию

Ю.1 Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию R под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле

$$R = 1,7 \{ R_0 [1 + k_1 (b - 2)] + k_2 \gamma (d - 3) \}, \quad (\text{Ю.1})$$

где R_0 — условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по Таблицам Ю.1 – Ю.3;

b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине более 6 м принимается $b = 6$ м;

d — глубина заложения фундамента, м, принимаемая по Ю.2.

γ — осредненный по слоям расчетный удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, определенный без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать $\gamma = 19,62$ кН/м³;

k_1, k_2 — коэффициенты, принимаемые по Таблице Ю.4.

Значение условного сопротивления R_0 для твердых супесей, суглинков и глин ($I_L < 0$) следует определять по формуле $R_0 = 1,5 R_{nc}$ и принимать, кПа, не более: для супесей — 981; для суглинков — 1962; для глин — 2943, где R_{nc} — предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

Таблица Ю.1 - Условные сопротивления пылевато-глинистых непросадочных грунтов

Грунты	Коэффициент пористости e	Условное сопротивление пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов основания R_0 , кПа, в зависимости от показателя текучести I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси при $I_p \leq 5$	0,5	343	294	245	196	147	98	—
	0,7	294	245	196	147	98	—	—
Суглинки при $10 \leq I_p \leq 15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	—
	1,0	294	245	196	147	98	—	—
Глины при $I_p \geq 20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	—
	1,1	294	245	196	147	98	—	—

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для промежуточных значений I_L и eR_0 определяют интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При значениях числа пластичности I_p в пределах от 5 до 10 и от 15 до 20 следует принимать средние значения R_0 , приведенные в Таблице Ю.1 соответственно для супесей, суглинков и глин.

Таблица Ю.2 - Условные сопротивления песчаных грунтов средней плотности

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление песчаных грунтов средней плотности в основаниях R_0 , кПа
Гравелистые и крупные, независимо от их влажности	343
Средней крупности:	
- маловлажные	294
- влажные и насыщенные водой	245
Мелкие:	
- маловлажные	196
- влажные и насыщенные водой	147
Пылеватые:	
- маловлажные	196
- влажные	147
- насыщенные водой	98
ПРИМЕЧАНИЕ Для плотных песков приведенные значения R_0 следует увеличивать на 100 %, если их плотность определена статическим зондированием, и на 60 % — если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.	

Таблица Ю.3 - Условные сопротивления крупнообломочных грунтов

Грунт	Условное сопротивление крупнообломочных грунтов в основаниях, R_0 , кПа
Галечниковый (щебенистый) из обломков пород:	
- кристаллических	1470
- осадочных	980
Гравийный (дресвяной) из обломков пород:	
- кристаллических	785
- осадочных	490
ПРИМЕЧАНИЕ Значения R_0 приведены для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится более 40 % глинистого заполнителя, то значения R_0 для такого грунта принимают по Таблице Ю.1 в зависимости от значений I_p , I_L и e заполнителя.	

Таблица Ю.4 – Коэффициенты k_1 и k_2

Грунт	Коэффициенты	
	k_1 , м^{-1}	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
Песок пылеватый, супесь	0,06	2,0
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	2,0
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	1,5

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из неветрелых скальных грунтов R , кПа, следует определять по формуле

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (\text{Ю.2})$$

где $\gamma_g=1,4$ — коэффициент надежности по грунту;

R_c — предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа.

Если основания состоят из однородных по глубине слабыветрелых, ветрелых или сильноветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампом. При отсутствии таких результатов допускается значение R определять для слабыветрелых и ветрелых скальных грунтов по Формуле (Ю.2), принимая значение R_c с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3; для сильноветрелых скальных грунтов — по Формуле (Ю.1) и Таблице Ю.3 как для крупнообломочных грунтов.

Ю.2 При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по Формуле (Ю.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

а) для промежуточных опор мостов — от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек — от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе в соответствии с требованиями СН РК 3.03-12 (6.2.17-6.2.19) и 5.4.1 – 5.4.3 настоящего свода правил;

б) для обсыпных устоев — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса насыпи у передней грани фундамента по оси моста;

в) для труб замкнутого контура — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину минимальной высоты насыпи у рассматриваемого звена;

г) для труб незамкнутого контура — от низа лотка или обреза фундамента.

Ю.3 Расчетные сопротивления, вычисленные по Формуле (Ю.1) для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует увеличивать на $14,7d_w$, кПа, где d_w — глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до уровня, принимаемого по Ю.2 а).

Приложение Я
(обязательное)

**Методика проверки несущей способности по грунту фундамента из свай
или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения**

Условный фундамент следует принимать в форме прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком необходимо определять по Рисункам Я.1 и Я.2, с расположенным над грунтом ростверком — по Рисункам Я.3 и Я.4, для фундамента из опускного колодца — по Рисунку Я.5.

Приведенное на Рисунках Я.1 – Я.5 среднее значение расчетных углов трения грунтов φ_m , прорезанных сваями, следует определять по формуле

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d}, \quad (\text{Я.1})$$

где φ_i — расчетный угол внутреннего трения i -го слоя грунта, расположенного в пределах глубины погружения свай в грунт;

h_i — толщина i -го слоя;

d — глубина погружения свай в грунт от подошвы ростверка или расчетной поверхности грунта, м, положение которой следует принимать согласно 11.2.4.

Несущую способность основания условного фундамента проверяют согласно 11.2.2, при этом подлежащие проверке среднее p , кПа, и максимальное p_{\max} , кПа, давления на грунт в сечении 3 – 4 по подошве условного фундамента (см. Рисунки Я.1 – Я.5) следует определять по формулам:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \quad (\text{Я.2})$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c (3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}. \quad (\text{Я.3})$$

где N_c — нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, кН, определяемая с учетом веса грунтового массива 1 – 2 – 3 – 4 вместе с заключенными в нем ростверком и сваями или опускным колодцем;

F_h, M_c — соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН, и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН·м, принимаемой по 11.2.4;

d_1 — глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта (см. Рисунки Я.1 – Я.5);

a_c, b_c — размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей, м;

k — коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента, и принимаемый по Таблице Я.1;

c_b — коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м³;

СП РК 3.03-112-2013

при $d_1 \leq 10 \text{ м}$ $c_b = 10k$;

при $d_1 > 10 \text{ м}$ $c_b = kd_1$.

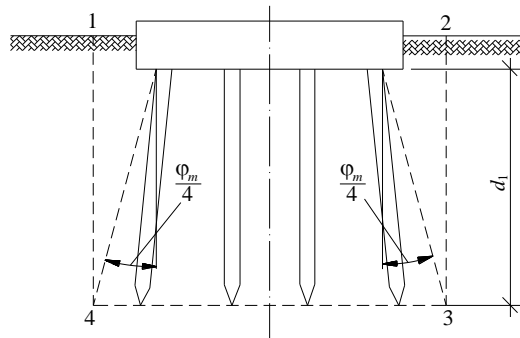


Рисунок Я.1 — Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$

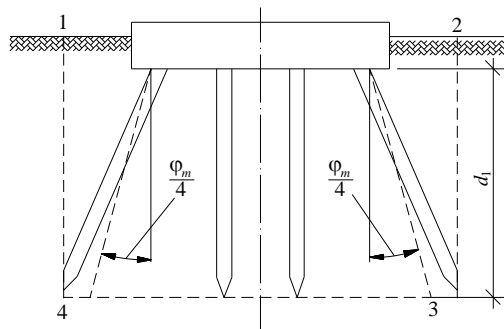


Рисунок Я.2 — Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай более $\varphi_m/4$

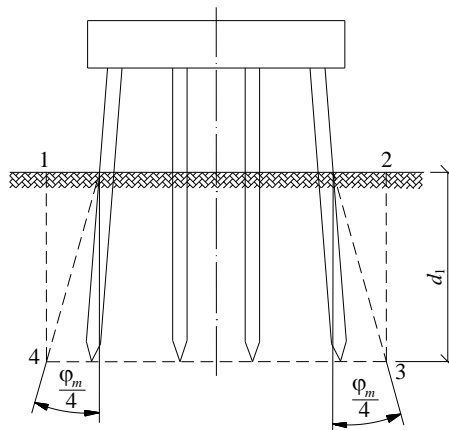


Рисунок Я.3 — Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом, при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$

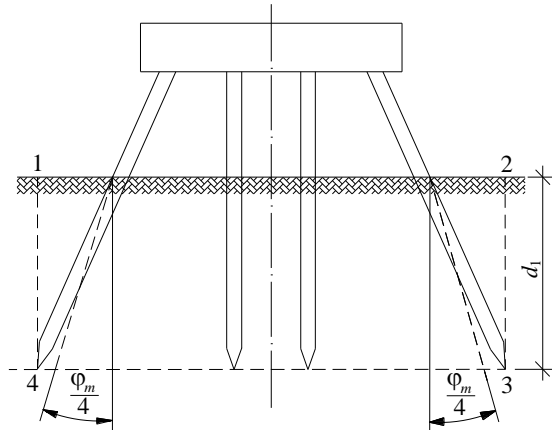
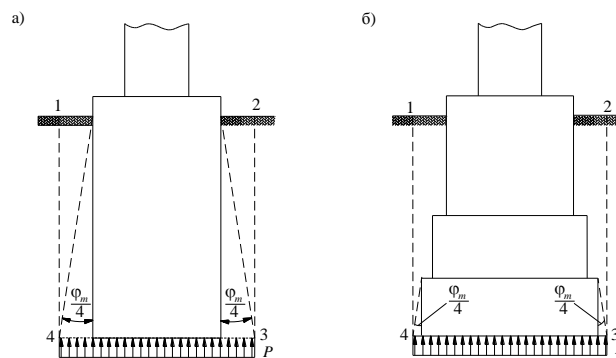


Рисунок Я.4 — Условный свайный фундамент с ростерком, расположенным над грунтом, при угле наклона свай более $\varphi_m/4$



а — без уступов; б — с уступами.

Рисунок Я.5 — Условный фундамент из опускного колодца

Таблица Я.1 - Коэффициенты пропорциональности k

Грунт	Коэффициент k , кН/м ⁴
Текучепластичные глины и суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490-1960
Мягкопластичные глины и суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$), пластичные супеси ($0 \leq I_L \leq 1$), пылеватые пески ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961-3920
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки $0 \leq I_L \leq 0,5$, твердые супеси ($I_L < 0$), пески мелкие ($0,6 \leq e \leq 0,75$) и средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921-5880
Твердые глины и суглинки ($I_L < 0$), пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881-9800
Пески гравелистые ($0,55 \leq e \leq 0,7$) и галька с песчаным заполнителем	9801-19600

Приложение 1
(обязательное)

Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта следует производить исходя из условия

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (1.1)$$

где p — среднее давление на грунт, кПа, действующее под подошвой условного фундамента мелкого заложения;

γ — среднее (по слоям) значение расчетного удельного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта; допускается принимать $\gamma=19,62 \text{ кН/м}^3$;

d — заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м, принимаемое согласно Приложению Ю;

z_i — расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м;

α — коэффициент, принимаемый по Таблице 1.1;

R — расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа, определяемое по Формуле (Ю.1) Приложения Ю для глубины расположения кровли проверяемого слоя грунта;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Таблица 1.1 - Коэффициенты α

$\frac{z_i}{b}$	Коэффициент α												
	для круглого в плане фундамента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы a/b											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,972	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184

Таблица 1.1 - Коэффициенты α (продолжение)

$\frac{z_i}{b}$	Коэффициент α												
	для круглого в плане фундамента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы a/b											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Значение коэффициента α принимается по Таблице 1.1 в зависимости от отношения z_i/b для круглого фундамента и от отношений z_i/b и a/b — для прямоугольного в плане фундамента. Здесь a — большая сторона прямоугольного в плане фундамента, b — меньшая его сторона или диаметр круглого в плане фундамента.

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускного колодца следует производить как под условным фундаментом размерами, принимаемыми согласно Приложению Я.

Приложение 2
(обязательное)

**Методика определения дополнительного давления на основание устоя
от веса примыкающей части подходной насыпи**

2.1 Дополнительное давление на грунты основания под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (Рисунок 2.1) p'_1 , кПа, следует определять по формуле

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1, \quad (2.1)$$

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты основания под передней гранью устоя от веса конуса устоя p'_2 , кПа, следует определять по формуле

$$p'_2 = \alpha_2 \gamma h_2, \quad (2.2)$$

В Формулах (2.1) и (2.2):

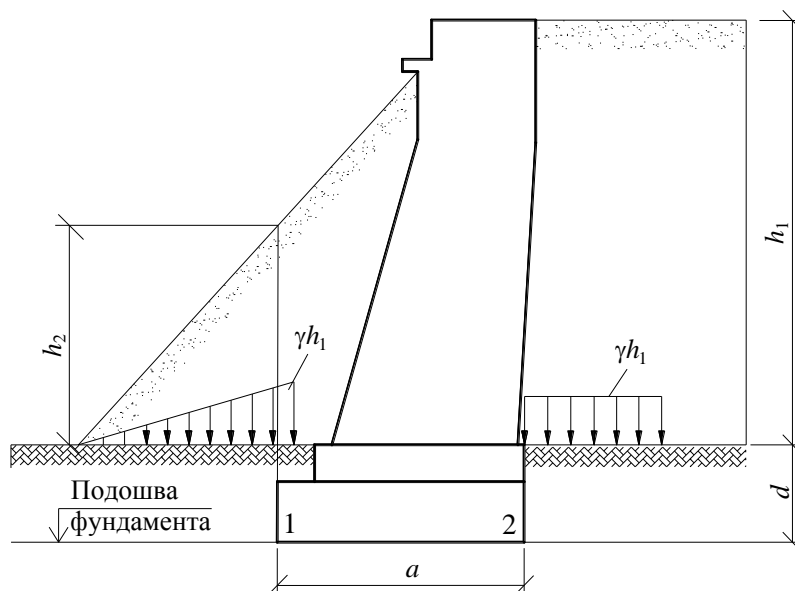
γ — расчетный удельный вес насыпного грунта, допускается принимать $\gamma = 17,7 \text{ кН/м}^3$;

h_1 — высота насыпи, м;

h_2 — высота конуса над передней гранью фундамента, м;

α_1, α_2 — коэффициенты, принимаемые соответственно по Таблицам 2.1 и 2.2.

Давления p_1 и p_2 следует определять суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением p'_1 и p'_2 .



1 — передняя грань; 2 — задняя грань.

Рисунок 2.1 — Схема распределения дополнительного давления от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя

Таблица 2.1 - Значения коэффициента α_1

Глубина заложения фундамента d , м	Высота насыпи h_1 , м	Значение коэффициента α_1			
		для задней грани устоя	для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a , м		
			до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	—	0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	—	0,10	0,05
15	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	—	0,20	0,15
20	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	—	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	—	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,30	0,25	0,20
	30	0,30	—	0,25	0,20

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для промежуточных значений d , h_1 и a коэффициент α_1 следует определять интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При расчете фундамент глубокого заложения рассматривается как условный, ограниченный контуром, принимаемым согласно Приложению Я.

Таблица 2.2 - Значения коэффициента α_2

Глубина заложения фундамента d , м	Значение коэффициента α_2 при высоте конуса h_2 , м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

ПРИМЕЧАНИЕ Для промежуточных значений d и h_2 коэффициент α_2 следует определять интерполяцией.

2.2 Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения следует определять по формуле

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \left(\frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}, \quad (2.3)$$

где a — длина подошвы фундамента, м (см. Рисунок 2.1);

y — расстояние от главной центральной оси подошвы фундамента до более нагруженного ребра, м;

e_0 , r — то же, что в 11.2.1.

Приложение 3
(информационное)

**Расчет прочности круглых сечений железобетонных элементов
на внецентренное сжатие**

Прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов круглого сечения (см. Рисунок 3.1) с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), приводится из условия

$$Ne_c \eta \leq \frac{2}{3} R_b A_{br} \frac{\sin^3 \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} \left(\frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + \varphi \right) r_s, \quad (3.1)$$

где ξ_{cir} - относительная площадь сжатой зоны бетона, определяемая следующим образом:

- при выполнении условия

$$N \leq 0,77 R_b A_b + 0,645 R_s A_{s,tot}, \quad (3.2)$$

- из решения уравнения

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_b A_b \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + 2,55 R_s A_{s,tot}}, \quad (3.3)$$

- при невыполнении условия (3.2) – из решения уравнения

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_b A_b \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (3.4)$$

где $\pi \xi_{cir}$ - угол в рад. (см. Рисунок 3.1);

φ – коэффициент, учитывающий работу растянутой арматуры и принимаемый равным:

- при выполнении условия (3.2)

$\varphi = 1,6 (1 - 1,55 \xi_{cir}) \xi_{cir}$, но не более 1;

- при невыполнении условия (3.2)

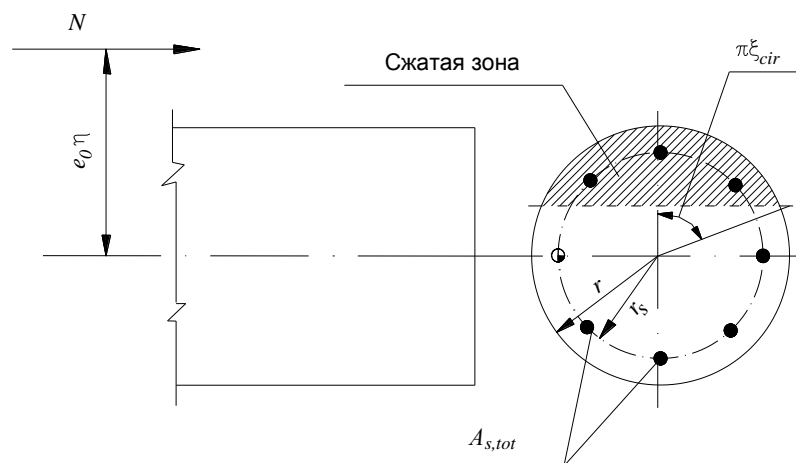
$\varphi = 0$;

$A_{s,tot}$ - площадь сечения всей продольной арматуры;

r_s - радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержневой продольной арматуры.

Эксцентриситет e_c определяется по п.п 7.4.1.4 – 7.4.1.6 и 7.4.5.2.

Для бетона класса выше В30 значение R_b принимается как для бетона класса В30.



r - радиус поперечного сечения

**Рисунок 3.1 - Схема, принимаемая при расчете круглого сечения
внецентренно сжатого элемента**

Библиография

[1] Указания по устройству и конструкции мостового полотна на железнодорожных мостах.

[2] ТУ 14-1-5120-92. Прокат листовой низколегированный высокого качества для мостостроения.

[3] ТУ 14-4-1216-82. Канаты стальные оцинкованные спиральные закрытой конструкции.

[4] ТУ 14-4-13-83-86. Невитые пучки и канаты из параллельных оцинкованных проволок.

[5] ТУ 14-2-207-76. Сталь гнутая, профили волнистые листовые.

[6] ТУ 24-1-12-181-75. Отливки.

[7] ТУ 14-1-287-72. Сталь легированная горячекатаная для заклепок.

[8] ТУ 14-4-1231-83. Дюбели-гвозди с насаженными шайбами с цинковым покрытием для поршневых монтажных пистолетов.

[9] ТУ 10-69-369-87. Гвозди строительные винтовые специальные.

УДК 624.21(574)

МКС 93.040

Ключевые слова: проектирование, расчет, прочность, жесткость, трещиностойкость, устойчивость, выносливость, конструирование, мостовые сооружения, водопропускная труба, нагрузки и воздействия, бетонные и железобетонные конструкции, стальные конструкции, сталежелезобетонные конструкции, деревянные конструкции, основания и фундаменты

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ҚН 3.03-112-2013

КӨПІРЛЕР ЖӘНЕ ҚҰБЫРЛАР

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СН РК 3.03-112-2013

МОСТЫ И ТРУБЫ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная