

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
Темірбетон көпірлер бөлімі

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ
Часть. Железобетонные мосты

ҚР НТҚ 02-02.1-2012
(1992-2:2005/2011 ҚР ҚН EN-ге)
НТП РК 02-02.1-2012
(к СН РК EN 1992-2:2005/2011)

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 министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
- 4 ОРНЫНА:** Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 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» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
- 4 ВЗАМЕН:** Впервые

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз 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.....	VI
1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР.....	1
3 ТЕРМИНДЕР ЖӘНЕ АНЫҚТАМАЛАР.....	3
4 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР.....	7
4.1 Шартты белгілеулер.....	7
4.2 Өлшем бірліктері.....	12
5 МАТЕРИАЛДАР.....	12
5.1 Бетон.....	12
5.1.1 Бетонға қойылатын талаптар.....	12
5.1.2 Беріктік.....	13
5.1.3 Серпінді деформациялар.....	16
5.1.4 Жылжу және шөгу.....	17
5.1.5 Конструкциялардың сызықтық емес статикалық есебі үшін «кернеу – салыстырмалы деформация» тәуелділігі.....	27
5.1.6 Сығымдалуға және созылуға бетон беріктігінің есептік мәндері.....	27
5.1.7 Қималардың есебі үшін «кернеу – салыстырмалы деформация» тәуелділігі.....	28
5.1.8 Көп осьті сығымдау кезіндегі бетон.....	31
5.2 Арматуралық болат.....	33
5.2.1 Арматураға қойылатын талаптар.....	33
5.2.2 Икемділік (өзгергіштік) сипаттамалары.....	33
5.2.3 Есептік алғышарттар.....	34
5.3 Алдын ала кернеуленген болат.....	35
5.3.1 Қасиеттері.....	35
5.3.2 Беріктік.....	37
5.3.3 Есептік алғышарттар.....	38
6 ТӨЗІМДІЛІГІ ЖӘНЕ АРМАТУРАҒА АРНАЛҒАН ҚОРҒАНЫС ҚАБАТЫ.....	39
6.1 Қоршаған ортаның шарттары.....	39
6.2 Бетонның қорғаныстық қабаты.....	42
6.2.1 Жалпы ережелер.....	42
6.2.2 Қорғаныстық қабаттың c_{min} минималды қалыңдығы.....	42
6.2.3 Жобалау кезіндегі жол берілетін ауытқулар.....	46
7 КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫҢ ЕСЕБІ.....	49
7.1 Есептеулерге қойылатын жалпы талаптар.....	49
7.2 Геометриялық параметрлер.....	50
7.2.1 Сөрелердің тиімді ені (барлық шектік күйлер).....	50
7.3 Осьтік жүктеме кезіндегі екінші қатардағы әсерлерді есептеу.....	53
7.3.1 Анықтамалар.....	53
7.3.2 Екінші қатардың әсерлері үшін жеңілдетілген өлшемдер.....	55
7.3.2.1 Жекелеген элементтер үшін икемділік өлшемдері.....	55
7.3.2.2 Жекелеген элементтер үшін икемділік және есептік ұзындық.....	56
7.3.3 Жылжу.....	58

7.3.4 Есептеу әдістері.....	63
7.3.4.1 Номиналды қаттылыққа негізделген әдіс.....	64
7.3.4.2 Номиналды қисықтыққа негізделген әдіс.....	67
7.4 Алдын ала кернеуленген элементтер және конструкциялар	69
7.4.1 Алдын ала кернеу күші.....	69
7.4.2 Конструкцияны бетондағанға дейін керу кезінде алдын ала кернеу күштерінің тікелей (бірінші) шығындары	71
7.4.3 Бетонға керу кезінде алдын ала кернеу күшін тікелей (бастапқы) жоғалту ..	75
7.4.3.1 Бетонның лездік деформацияларынан келген шығындар.....	75
7.4.3.2 Үйкелістен болған шығындар	75
7.4.3.3 Анкерлік құрылыстағы жылжудан келетін шығындар	76
7.4.4 Тіреуге керу және бетонға керу кезінде алдын ала кернеу күшінің уақытқа байланысты шығыны	76
7.4.5 Есептеуде алдын ала кернеуді есепке алу	84
8 КӨТЕРГІШ ҚАСИЕТТЕРІ БОЙЫНША ШЕКТІК КҮЙЛЕР (ULS)	86
8.1 Осьтік бойлық күшпен немесе бойлық күшсіз бүгілу.....	86
8.2 Көлденең күш	98
8.2.1 Есеп бойынша көлденең арматураны талап етпейтін элементтер	98
8.2.2 Есеп бойынша көлденең арматураны талап ететін элементтер	103
8.3 Бұралу.....	108
8.3.1 Есептік процедура.....	108
8.4 Жаншылу	114
8.4.1 Көлденең арматурасыз тұғыр іргетастарының немесе тақталардың жаншылуға кедергісі.....	114
8.5 Тозу.....	121
8.5.1 Жалпы талаптар	121
8.5.2 Тозуға тексеру кезіндегі ішкі күштер және кернеулер	121
8.5.3 Арматуралық және алдын ала кернелген болат үшін тексеру әдісі.....	122
8.5.4 Кернеулердің балама деңгейін пайдаланумен тексеру	124
8.5.5 Сығымдау немесе көлденең жүктеме кезінде бетонды тексеру.....	125
8.5.6 Мембраналы элементтер	127
9 ПАЙДАЛАНУ ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ШЕКТІ КҮЙЛЕР (SLS).....	128
9.1 Кернеуді шектеу.....	128
9.2 Сызаттарды бақылау.....	131
9.2.1 Жалпы ережелер.....	131
9.2.2 Арматураның минималды ауданы.....	132
9.2.3 Сызаттың ашылу енін есептеу	135
10 БОЙЛЫҚ АРМАТУРАНЫ АНКЕРЛЕУ	138
10.1 Іліністің шекті кернеуі.....	138
10.2 Анкерлеудің базалық сызығы	138
10.3 Анкерлеудің есептік ұзындығы	140
10.4 Айқастырылған қосылыстар және механикалық қосылыстар.....	142
10.4.1 Жалпы ережелер.....	142

10.4.2 Айқастыру ұзындығы	142
10.4.3 Айқастыру аймағындағы көлденең арматуралар	143
10.4.4 Бетонға керу кезіндегі анкерлеу аймағы.....	146
11 КОНСТРУКЦИЯ ЭЛЕМЕНТТЕРІН ҚҰРАСТЫРУ ЖӘНЕ	
АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕР	147
11.1 Аралық тіреулер	147
11.2 Іргетастар	147
11.2.1 Тұғырлар мен қабырғалардың іргетастары	147
11.2.1.1 Өзектерді анкерлеу	147
А [В] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	
Жылжығыштық пен шөгудің салыстырмалы деформациялары.....	150
Б [КК] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	
Уақытқа тәуелді бетон сипаттамалары.....	159
В [ММ] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	
Жылжу және көлденең майысу	164
Г [QQ] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	
Арқалық қабырғаларының сызатқа төзімділігі бойынша есептер.....	166
БИБЛИОГРАФИЯ.....	167

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық Құрал Қазақстан Республикасында көпірлік құрылыстардың темірбетон конструкцияларын жобалаудың нормативтік базасын жетілдіру және оны еуропалық нормативтік құжаттармен үйлестіру мақсатында «Қазақ ғылыми-зерттеу және жобалау сейсмикаға төзімді құрылыс және сәулет институты» республикалық мемлекеттік кәсіпорнымен («ҚазҒЗСТҚСИ» РМК) әзірленді.

Нормативтік-техникалық Құралда: автожол, жаяу жүргінші және теміржол көпірлерін жобалауға қатысты ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1 Бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер» және ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 2-Бөлім. Темірбетон көпірлер. Жобалау және есепке алу ережелері» талаптары; осы талаптарды нақтылайтын және дамытатын ережелер; ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 ережелерін қолдану ұсыныстары мен мысалдары келтірілді.

Осы нормативтік-техникалық Құралды әзірлеу кезінде бірқатар еуропалық стандарттар, сонымен қатар әртүрлі көпірлік конструкцияларды сынақтық жобалау нәтижелерінен тұратын, Еуропалық Одақ елдерінде Еурокод нормаларының жүйесін енгізу бойынша жұмыстардың аясында дайындалған, еуропалық елдердің осындай бірқатар құралдары зерттелді.

Нормативтік-техникалық Құралда келтірілген тармақтарға мәтіні барабар болатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 кестелерінің және тармақтарының нөмірлері осы Құралдың кестелері мен тармақтарының жанында төртбұрышты жақшаларда көрсетілген.

Нормативтік-техникалық Құралда сілтемелер жасалған ҚР ҚН EN кестелерінің нөмірлері және басқа құжаттарының тармақтары осы Құралдың тиісті тармақтарының мәтінінде көрсетілген.

Осы нормативтік-техникалық Құрал жобалау ұйымдарының инженерлік-техникалық жұмыскерлеріне, ғылыми қызметкерлерге, жобалық құжаттаманың тапсырыс берушілеріне, жоғары оқу орындарының оқытушылары мен шәкірттеріне арналған.

Осы Құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолдану үшін енгізіледі.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ. ТЕМІРБЕТОН КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ. ЧАСТЬ. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

Осы нормативтік-техникалық құрал (әрі қарай – әдетте құрал немесе НТҚ) Қазақстан Республикасының климаттық шарттарында пайдаланылатын, сығылымға беріктігі бойынша $C_{\min}=C30/37$ -ден $C_{\max}=C70/85$ дейінгі класты қалыпты бетондардан дайындалған автожол, жаяу жүргінші және темірбетон көпірлердің темірбетон конструкцияларын жобалауға таралады және конструкциялардың қауіпсіздік ұстанымдары мен талаптарын, пайдаланушылық жарамдылығын және төзімділігін орнатады.

Құрал Қазақстан Республикасының Ұлттық Қосымшасын ескере отырып, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1 Бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер», Қазақстан Республикасының Ұлттық Қосымшасын ескере отырып ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 2-Бөлім. Темірбетон көпірлер. Жобалау және есепке алу ережелері» негізгі ережелерін қамтиды және көпірлік құрылыстардың темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде қолдануға бағдарланған.

Құралда келтірілген есептеулер жобалаудың негізгі ережелерін қамтиды және ҚР ҚН EN1992-2:2005/2011 құрылыс нормаларының жекелеген тармақтарын және бөлімдерін қолдануға көрнекілік ретінде қызмет етеді.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет:

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыстық жобалау негіздері.

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-1. Жалпы әсерлер. Үлестік салмақ, ғимараттарға түсірілетін тұрақты және уақытша жүктемелер.

ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-3. Жалпы әсерлер. Қар жүктемесі.

ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-4. Жалпы әсерлер. Жел жүктемесі.

ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-5. Жалпы әсерлер. Температуралық әсерлер.

ҚР НТҚ 02-02.1-2012

ҚР ҚН EN 1991-1-6:2005/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-6. Жалпы әсерлер. Құрылыс жұмыстарын жүргізу барысындағы әсерлер.

ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. Бөлім 1-7. Жалпы әсерлер. Ерекше әсерлер.

ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 Көтергіш конструкцияларға әсер. 2-бөлім. Көпірлерге көлік жүктемелері.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. Бөлім 1-1. Ғимараттарға арналған жалпы ережелер және қағидалар.

ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Темірбетон көпірлер. Жобалау және есептеу ережелері.

ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 Болаттемірбетон конструкцияларды жобалау. Бөлім 1-1. Ғимараттарға арналған жалпы ережелер және қағидалар.

ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 Болаттемірбетон конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Көпірлерге арналған негізгі ұстанымдар және ережелер.

ҚР СТ EN 197-1-2011 Цемент. 1-бөлім. Құрамы, әдеттегі цементтерге қойылатын талаптар мен сәйкестік талаптары.

ҚР СТ EN 206-1-2011 Бетон. 1-бөлім. Техникалық талаптар, көрсеткіштер, өндіріс және сәйкестік.

ҚР СТ EN 934-2-2011 Бетонға, ерітіндіге және инъекциялық ерітіндіге арналған қоспалар. 2-бөлім. Бетонға арналған қоспалар. Анықтамалар, талаптар, сәйкестік, таңбалау және заттаңбалау.

ҚР СТ ИСО 3898-2011 Конструкциялардың көтергіш элементтерін жобалау (және есепке алу) негіздері. Терминдер және анықтамалар. Жалпы таңбалар (қысқартулар және шартты белгілеулер).

ҚР СТ EN 10080-2011 Темірбетон конструкцияларға арналған арматура. Дәнекерленетін арматура.

pr EN 101381-1 Prestressing steels. Part 1. General requirements (Алдын ала кернеуленген элементтерге арналған болат. 1-бөлім. Жалпы талаптар.

ҚР СТ 2102-2-2011 Кернеулі арматура. 2-бөлім. Сым.

ҚР СТ EN 10138-3-2011 Кернеулі арматура. 3-бөлім. Арқандар.

ҚР СТ EN 10138-4-2011 Кернеулі арматура. 4-бөлім. Өзектер.

ҚР СТ EN ISO 15630-1-2011 Бетонның алдын ала кернеуіне арналған болат. Сынау әдістері. 1-бөлім. Арматуралық өзектер, арқандар және сымдар.

ҚР СТ EN 12390-1:2000/2011 Қатқан бетонды сынау.

ҚР СТ EN 12504-1-2011 Конструкциялардағы бетонды сынау. 1-бөлім. Конструкциялардың қалыңдығынан алынған бетон үлгісі. Үлгілерді іріктеу, зерттеу және сығымдау кезінде сынау.

ҚР СТ EN 12504-2-2011 Конструкциялардағы бетонды сынау. 2-бөлім. Бұзбай бақылау. Серпінділік өлшемін анықтау.

«ЕСКЕРТПЕ Осы мемлекеттік нормативті қолданған кезде сілтеме жасалатын құжаттардың қолданыс күшін ағымдағы жыл жағдайына жыл сайын шығарылатын ақпараттық «Қазақстан республикасының аумағында әрекет ететін сәулет, қала салу және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілер тізімі», «Қазақстан

Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттарының көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативті қолданған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылмай өзгертілген болса, онда оған сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлімде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР ЖӘНЕ АНЫҚТАМАЛАР

Осы құралда ҚР ҚН EN 1990, ҚР ҚН EN 1991, ҚР ҚН EN 1992-1-1, ҚР ҚН 1992-2В сәйкес тиісті анықтамалармен келесі терминдер қолданылған.

Арматура — темірбетон конструкциядағы ұзыннан тартылған, созушы (негізінен) және сығымдаушы күштерді қабылдауға арналған элементтер.

Кернелетін арматура - бетонның сығымдау күшін берудің алдында немесе барысында алдын ала созуға ұшырайтын арматура; кернелетін арматура ретінде өзектер, сымдар, аса берік болат арқандар қолданылады.

Конструкциялық арматура - конструкциялық мақсаттарда, есептеусіз орнатылатын арматура.

Жұмыс арматурасы - есеппен орнатылатын арматура.

Сыртқы кернеуші элементтер - бетон қимасынан тыс орналасқан және бетонмен ілініспейтін кернеуші элементтер, сыртқы кернеуші элементтер конструкциямен тек анкерлердің және ораушы айлабұйымдардың көмегімен ғана байланысады.

Қатқан бетон - қата бастаған және белгілі бір беріктікке жеткен бетон.

Арматуралық қаңқа — арматура торларын немесе жеке өзектерді біріктіру жолымен қалыптастырылған көлемді арматуралық элемент; арматура торларын біріктіру әдісі мен бір-біріне қатысты орналастырылуы жобалық құжаттаманың талаптарына сәйкес келуі тиіс.

Арматураның созылуға беріктігі бойынша класы — тиісті стандарттардың талаптарына сәйкес механикалық қасиеттерін сипаттайтын, St әрпімен және арматураның МПа (Н/мм^2) өлшенетін сипаттамалық кедергісіне сәйкес келетін санмен белгіленетін көрсеткіш (мысалы, St500).

Бетонның беріктігі бойынша класы — бетонның сапасын сипаттайтын, осьтік сығымдауға кепілдендірілген беріктігіне сәйкес келетін, C әрпімен және кедергінің сипаттамалық мәндерін және өндірушімен кепілдендірілген, Н/мм^2 (МПа) түрінде өлшенетін беріктігін білдіретін сандармен көрсетілетін мөлшерлік мән, мысалы, C30/37 (қиғаш сызық алдында - бетонның сипаттамалық цилиндрлік беріктігінің мәні f_{ck} , Н/мм^2 , қиғаш сызықтан кейін - бетонның сипаттамалық кепілдендірілген текшелік беріктігі $f_{ck,cube}$, Н/мм^2).

Бетон конструкциялар — бетоннан арматурасыз немесе конструкциялық болжаммен өлшеусіз орнатылатын арматурамен жасалған конструкциялар; бетон конструкциялардағы барлық әсерлерден есептік күштер бетонмен қабылдануы тиіс.

Темірбетон конструкциялар — жұмыс және конструкциялық арматурасы бар, бетоннан жасалған конструкциялар (арматурамен күшейтілген бетон конструкциялар); арматурамен күшейтілген бетон конструкциялардағы барлық әсерлердің есептік күштері бетонмен және жұмыс арматурасымен қабылдануы тиіс.

Алдын ала кернеуленген арматурасы бар темірбетон конструкциялар - кернеуленетін арматураның бастапқы тартылуы дайындау және пайдалану барысында бетонның сығымдалуының қажетті деңгейін қамтамасыз ететін конструкциялар; алдын ала кернеу екі негізгі тәсілмен орындалады: арматураны қалып немесе стенд тіреулерінде конструкцияны бетондауға дейін тарту және арматураны қатқан бетонға тарту.

Арматураның тіреулерге тартылуымен алдын ала кернеуленген конструкциялар (ағылш. pretensioned- алдын ала тарту) – кернеуленетін элементтері қалып немесе стенд тіреулерінде конструкцияны бетондауға дейін тартылатын, ал алдын ала сығымдау күші қажетті тасымалдаушы беріктікке ие қатқан бетонға негізінен кернеуленетін элементтердің конструкция бетонымен ілінісуі арқылы берілетін конструкциялар; алдын ала тарту барысында кернеуленетін элементтер ретінде өзекті арматура және сым, пакеттер түріндегі аса берік сым және арматуралық арқандар пайдаланылады.

Арматурасын бетонға тарта отырып алдын ала кернеуленген конструкциялар (ағылш. post-tensioned- кейіннен тарту) - кернеуленетін элементтері белгіленген беріктіктегі қатқан бетонға тікелей тартылатын, ал алдын ала сығымдау күштері конструкцияға кернеуленетін элементтерді кейіннен арналарды ерітіндімен немесе өзге материалдармен толтыра отырып немесе толтырусыз механикалық әдістермен бекіту жолымен жүктелетін конструкциялар; кейіннен тарту барысында кернеуленетін элементтер ретінде шоғыр түріндегі аса берік сым және арматуралық арқандар пайдаланылады.

Арматураның жеке қауіпсіздік коэффициенті γ_s – арматуралық болаттың $f_{yk}(f_{pk})$ физикалық немесе шартты аққыштық шегінің ықтимал ауытқуларын, сонымен қатар өзек қимасы өлшемдерінің ауытқуларын ескеретін коэффициент.

Бетонның жеке қауіпсіздік коэффициенті γ_c – бетонның f_{ck} , f_{ctk} сипаттамалық беріктігінің меншікті мәндерден төмен ауытқу ықтималдылығын, қималардың геометриялық өлшемдеріндегі ауытқуларды (бірақ, рұқсатты мәндерден аспайтын) және сынақтық үлгілерде анықталатын бетон беріктігі мен конструкциядағы бетон беріктігінің айырмашылығын ескеру коэффициенті; арматурамен күшейтілмеген конструкцияларда γ_c мәні морт қирау мүмкіндігін ескереді.

Бетонның су өткізбеушілігі бойынша маркасы бетонның кепілдендірілген өткізбей ұстап қалатын су қысымының мәніне жауап береді; W әрпімен және атмосферадағы (мысалы, W8) және стандарт талаптарына сәйкес анықталатын қысымға сәйкес келетін санмен белгіленеді.

Бетонның аязға төзімділігі бойынша маркасы - стандарттармен белгіленген, бетонның базалық әдістермен сыналған үлгілерінің нормаланған шектердегі бастапқы физикалық-механикалық қасиеттері сақталып қалатын мұздату мен жібіту циклдерінің минималды саны; F әрпімен және циклдер санын білдіретін санмен белгіленеді (мысалы, F100).

Есептік модель – конструкцияны немесе оның элементін талдау мақсатында пайдаланылатын конструкциялық жүйе мінсіздігі.

Сенімділік – көтергіш конструкцияның немесе конструкция элементінің жобалық пайдалану мерзімі барысында белгіленген талаптарға сәйкес келу қабілеті; сенімділік

әдетте ықтималдылық шамаларымен көрсетіледі және көтергіш конструкцияның көтергіш қабілетінің қорына, пайдалануға жарамдылығына және төзімділігіне тарайды.

Көтергіш қабілет – құрылыс элементінің немесе элемент қимасының істен шығу түрлеріне, мысалы, бүгілуге кедергісіне, бойлай бүгілу, жылжу кедергісіне, созылу кедергісіне қатысты механикалық көрсеткіші

Шектік күй – шегінен асқан жағдайда көтергіш конструкция жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін күй.

Көтергіш қабілеттің шектік күйі (ULS) – көтергіш конструкцияның бұзылуымен немесе басқалай жолмен істен шығуымен байланысты күйлер, конструкцияның немесе оның элементінің максималдық көтергіш қасиетіне сәйкес келеді.

Пайдалануға жарамдықтың шектік күйлері (SLS) – шегінен асқан жағдайда көтергіш конструкцияның немесе оның элементінің пайдалануға жарамдылығының белгіленген шарттары орындалмайтын күйлер.

Пайдалануға жарамдықтың қайтымсыз шектік күйлері - жоғарылауды туындататын негізгі әсерлер жойылғаннан кейін ұзақ мерзім бойы жоғары болып қалатын шектік күйлер.

Пайдалануға жарамдықтың қайтымды шектік күйлері - жоғарылауды туындататын негізгі әсерлер жойылғаннан кейін жоғарыламайтын шектік күйлер.

Беріктік - материалдың механикалық көрсеткіші, әдетте механикалық кернеу бірліктерінде көрсетіледі.

Бетонның осьтік сығымдауға беріктігі f_c – бетондағы деформациялану диаграммасының шындық нүктесіне сәйкес келетін бір осьтік кернеулі жағдайдағы максималдық сығымдаушы кернеулер.

Бетонның осьтік сығымдалуға беріктігі, сипаттамалық f_{ck} - диаметрі 150 мм және биіктігі 300 мм, қату уақыты 28 тәулікті құрайтын цилиндрлерді ось бойымен сығымдай отырып, қамтамасыз етілуі 0,95 болатын статикалық айнымалылығын ескере отырып анықталатын бетонның цилиндрлік сипаттамалық беріктігі.

Бетонның осьтік сығымдалуға беріктігі, кепілдендірілген $f_{ck,cube}$ - өлшемдері 150×150×150 мм текшелерді ось бойымен сығымдай отырып, қамтамасыз етілуі 0,95 болатын статикалық айнымалылығын ескере отырып анықталатын, өндірушімен қолданыстағы стандарттарға сәйкес кепілдендірілетін бетонның текшелік сипаттамалық беріктігі.

Арматуралық тор – өзара біріктірілген көлденең және бойлық өзектерден құрастырылған жазық арматуралық элемент; оны құрайтын өзектердің пішіні және өлшемі, аралығы және қимасы, біріктіру әдісі дайындау технологиясын ескере отырып жобалық құжаттаманың талаптарына сәйкес болуы тиіс.

Арматураның сипаттамалық кедергісі f_{yk} ($f_{0,1k}$) - өндірушімен кепілдендірілетін, тиісті стандарттарға сәйкес қамтамасыз етілуі 0,95 болатын арматураның аққыштығының физикалық немесе шартты шегінің мәні.

Арматураның есептік кедергісі f_{yd} - конструкцияларды есептеу барысында қабылданатын және f_{yk} сипаттамалық кедергісін арматураның γ_s жеке қауіпсіздік коэффициентіне бөлу жолымен алынатын арматура беріктігі.

Бетонның осьтік созылуға сипаттамалық кедергісі, f_{ctk} ($f_{ctk,0,05}$) - бетонның осьтік созылуға беріктігінің статистикалық таралуының 5% квантили.

Бетонның осьтік сығымдауға орташа кедергісі f_{cm} - бетон қасиеттерінің статистикалық айнымалылығын ескерусіз анықталатын бетонның орташа беріктігі.

Бетонның есептік кедергісі (сығымдауға - f_{cd} ; созылуға - f_{ctd}) - бетонның конструкцияны көтергіш қабілетінің шектік күйі бойынша есептеу барысында қабылданатын және беріктіктің сипаттамалық мәндерін бетонның γ_c жеке қауіпсіздік коэффициентіне бөлу жолымен алынатын кедергісі.

Әсердің сипаттамалық мәні F_k - әсердің анықтаушы сипаттамалық мәні; сипаттамалық мән статистикалық әдіспен анықтала алатындықтан, оны өзіндегі «бастапқы уақыт мерзімі» барысында осы мәннің жоғарылауы орын алмайтын, белгілі ықтималдылықпен қолданады, бұл жағдайда көтергіш конструкцияның жобалық пайдалану мерзімі және есептік жағдайдың ұзақтығы ескеріледі.

Көтергіш конструкцияларды пайдаланумен байланысты арнайы терминдер

Есепті пайдалану мерзімі – күрделі жөндеусіз көзделген күтім шаралары ескерілетін, көтергіш конструкция қызметтік міндетін сақтай отырып пайдаланылатын уақыт.

Техникалық қызмет көрсету – көтергіш конструкцияның жобалық пайдалану мерзімі барысында оның қызметін қамтамасыз ету мақсатымен жүзеге асырылатын шаралар жиынтығы. Көтергіш конструкцияны төтенше әсерлерден немесе жер сілкінісінен кейін жөндеу шаралары оны жарамды күйде ұстау болып саналмайды.

Қалыпты пайдалану – жобалау нормалары мен тапсырмаларында көзделген технологиялық немесе тұрмыстық шарттарға сәйкес шектеусіз жүзеге асырылатын пайдалану.

Көтергіш конструкцияны есептеумен және оған болатын әсерлермен байланысты арнайы терминдер

Есептік жағдайлар – белгілі бір уақыт кезеңінде жарамды пайдалану шарттарын алмастыратын және көтергіш конструкцияны жобалау барысында оның көрсеткіштері шектік күйлерден аспауын белгілейтін бірқатар шарт.

Тұрақты есептік жағдай – көтергіш конструкцияны пайдаланудың бүкіл мерзімі барысында анықтаушы болып табылатын жағдай, әдеттегі пайдалану жағдайларына жатады.

Өтпелі есептік жағдай - көтергіш конструкцияны пайдалану мерзімінен елеулі түрде қысқа уақыт үзегінде, мысалы, құрылыс кезінде немесе жөндеу барысында анықтаушы болып табылатын жағдай.

Апаттық есептік жағдай – көтергіш конструкция үшін төтенше жағдайларды, мысалы, өртті, қопарылысты, соққыны немесе жергілікті бұзылуды қамтитын жағдай.

Сейсмикалық әсерлер барысындағы есептік жағдай – көтергіш конструкция үшін сейсмикалық әсер барысында туындайтын жағдай.

Айнымалы әсердің үйлестірілген мәні ($\psi_0 Q_k$) - айнымалы әсердің мүмкіндігінше әсерлер үйлесімдігімен тудырылған әсерлердің жоғарылау ықтималдылығы жеке әсердің

сипаттамалық мәнінің асырылу ықтималдылығындай болатындай статистикалық негізде таңдалған мәні. Үйлестірілген мән айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_0 \leq 1$ коэффициентіне көбейту жолымен анықтала алады.

Айнымалы әсердің жиі мәні ($\psi_1 Q_k$) - Әсерлердің қисындасуынан туындаған нәтижелердің жоғарылау ықтималдығы шамамен жекелеген әсердің сипаттамалық мәнінен асып түсу ықтималдығы болатындай түрде статистикалық негізде мүмкіндігінше таңдап алынған айнымалы әсердің мәні; қисындасқан мән айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_1 \leq 1$ коэффициентіне көбейту жолымен анықтала алады.

Айнымалы әсердің квазитұрақты мәні ($\psi_2 Q_k$) – айнымалы әсердің мәні, ол мәnniң жоғарылайтын жиынтық уақыт аралығы референттік уақыт кезеңінің үлкен бөлігін құрайтындығын ескере отырып анықталған. Квазитұрақты мән - айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бір бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_2 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

Ілеспелі айнымалы әсердің мәні (ψQ_k) - Әсерлер үйлесімінде басым әсерді ілестіретін айнымалы әсер мәні. Ілеспелі айнымалы әсер мәні болып оның үйлескен, жиі немесе квазитұрақты мәні бола алады.

Әсердің репрезентативті мәні (F_{rep}) – шектік күйлер бойынша есептеу барысында қолданылатын мән; репрезентативтік мән ретінде сипаттамалық (F_k) немесе ілеспе мән (ψF_k) қабылдана алады.

Әсердің есептік мәні (F_d) — сипаттамалық мәнді γF_k жеке коэффициентіне көбейтумен алынған әсер мәні.

4 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

4.1 Шартты белгілеулер

Осы құралда келесі шартты мәндер қолданылады.

ЕСКЕРТУ Пайдаланылатын шартты белгілер жүйесі ҚР ҚН EN 1990 негізделген. Мүмкіндігінше, бір ғана мәнге ие таңбалар пайдаланылады. Дегенмен, кейбір жағдайларда таңба мәnmәтінге байланысты бірнеше мағынаға ие болуы мүмкін.

Латын әліпбесінің бас әріптері

A — апаттық (кездейсоқ) әсер;

A — көлденең қима ауданы;

A_c — бетонның көлденең қимасының ауданы;

A_{cr} — бетонның созылған аймағының ауданы;

A_p — бір немесе бірнеше кернеуші өзектер қимасының ауданы;

A_s — кернелмейтін арматура қимасының ауданы;

$A_{s,min}$ — кернелмейтін арматура қимасының минималды ауданы;

A_{sw} — көлденең арматура қимасының ауданы;

D — жиектеме диаметрі;

D_{Ed} — тозып зақымдалу коэффициенті;

E — әсер ету нәтижесі;

$E_c, E_{c(28)}$ — 28 тәуліктік қалыпты бетонның кернеу $\sigma_c = 0$ болғандағы қатысты серпімділік модулі;

$E_{c,eff}$ — бетон серпімділігінің тиімді модулі;

E_{cd} — бетон серпімділігі модулінің есептік мәні;

E_{cm} — бетон серпімділігінің қиюшы модулі;

$E_c(t)$ — t уақыт мезетіндегі қалыпты бетонның кернеу $\sigma_c = 0$ болғандағы қатысты серпімділік модулі;

E_p — алдын ала кернелген арматура серпімділігі модулінің есептік мәні;

E_s — кернелмейтін арматураның серпімділігі модулінің есептік мәні;

EI — бүгілу барысындағы қаттылық;

EQU — статикалық тепе-теңдік;

F — әсер ету;

F_d — әсер етудің есептік мәні;

F_k — әсер етудің сипаттамалық мәні;

G_k — тұрақты әсердің сипаттамалық мәні;

I — бетонның көлденең қимасының инерция сәті;

J — жылжу функциясы;

K_c — сызат түзуге төзімділік және жылжу коэффициенті;

K_s — арматурамен күшейту коэффициенті;

L — ұзындығы;

M — бүгілуші мезет;

M_{Ed} — ішкі бүгу мезетінің есептік мәні;

$M_{гep}$ — сызат түзу мезеті;

N — тозу кезіндегі бойлық күш түсу немесе мезгілдік жүктемелердің саны;

N_{Ed} — бойлық күштің есептік мәні (созылу немесе сығымдау);

P — алдын ала кернеу күші;

P_0 — кернеуден кейін тікелей арматуралық элементтің соңындағы алдын ала кернеудің бастапқы күші;

Q_k — айнымалы әсердің сипаттамалық мәні;

Q_{fat} — төзімділікке есептеген кездегі айнымалы әсердің сипаттамалық мәні ;

R — кедергі көрсету немесе релаксация функциясы;

S — ішкі күштер және мезеттер;

S — статикалық мезет;

SLS — қалыпты пайдалануға жарамдылық бойынша шектік күй;

T — айналдырушы мезет;

T_{Ed} — есептік айналдырушы мезет;

ULS — көтергіш қабілет бойынша шектік күй;

V — көлденең күш;

V_{Ed} — көлденең күштің есептік мәні;

X — қимадағы алдын ала кернеуленген арматуралық элементтерді арматурамен күшейту пайызының ұсынылатын шегі.

Латын әліпбесінің кіші әріптері

- a — арақашықтық;
- a — геометриялық деректер;
- Δa — геометриялық параметрлердің ауытқуы;
- b — көлденең қиманың жалпы ені немесе T немесе L пішінді арқалық сөресінің ені;
- b_w — таврлық, қос таврлық немесе L пішінді арқалық қабырғасының ені;
- c_{\min} — минималды қорғаушы қабат;
- d — диаметр, тереңдік;
- d — көлденең қиманың тиімді биіктігі;
- d_g — ірі толтырғыштың максималды өлшемі;
- e — эксцентриситет;
- f — жиілік;
- f_c — осьтік сығымдау кезіндегі бетон беріктігінің шегі;
- f_{cd} — осьтік сығымдау кезіндегі бетонның беріктік шегінің есептік мәні;
- f_{ck} — 28 тәуліктік бетонның жылжуға сипаттамалық цилиндрлік беріктігі;
- f_{cm} — бетон цилиндрінің сығылуға беріктігінің орташа мәні;
- f_{ctb} — бетонның ось бойымен созылу кезіндегі беріктігі шегінің есептік мәні;
- f_{ctk} — бетонның ось бойымен созылу кезіндегі беріктігінің сипаттамалық шегі;
- f_{ctm} — бетонның ось бойымен созылуы кезіндегі беріктігінің орташа мәні;
- f_{ctx} — сызат түзу мезетін есептеу үшін пайдаланылатын бетонның созылу барысындағы беріктігінің шегі;
- f_p — алдын ала кернеуленген арматураның созылу барысындағы беріктігінің шегі;
- f_{pk} — алдын ала кернеуленген арматураның созылу барысындағы беріктігінің сипаттамалық шегі;
- $f_{p0,1}$ — алдын ала кернеуленген арматура аққыштығының 0,1 %-дық шартты шегі;
- $f_{p0,1k}$ — алдын ала кернеуленген арматура аққыштығының сипаттамалық 0,1 %-дық шартты шегі;
- $f_{0,2k}$ — арматураның аққыштығының сипаттамалық 0,2 %-дық шартты шегі;
- f_t — арматураның созылу барысындағы беріктігінің шегі;
- f_{tk} — арматураның созылу барысындағы беріктігінің сипаттамалық шегі;
- f_y — арматураның аққыштығы шегі;
- f_{yd} — арматура аққыштығының есептік шегі;
- f_{yk} — арматура аққыштығының сипаттамалық шегі;
- f_{ywd} — көлденең арматура аққыштығының есептік шегі;
- h — биіктігі;
- h — қиманың толық биіктігі;
- i — инерция радиусы;
- k — коэффициент, фактор;
- l — ұзындық, аралық немесе биіктік;

m — масса, тақталық элементтер;

n — тақташалық элементтер;

q_{ud} — сызықтық емес талдау барысында қол жеткізілген үйлесімнің максималды мәні;

r — алдын ала кернеу үшін радиус немесе түзетуші коэффициент;

$1/r$ — қисықтық;

s — сызаттар арасындағы арақашықтық;

t — қалыңдығы;

t — уақыт;

t_0 — жүктеу мезетіндегі бетонның жасы;

u — A_c ауданымен бетон конструкция қимасының периметрі;

u — нүкте ауытқуының құраушысы;

v — нүкте ауытқуының құраушысы немесе көлденең күш;

w — нүкте ауытқуының құраушысы немесе сызаттың ашылу ені;

x — бейтарап осьтің биіктігі;

x, y, z — координаттар;

x_u — қайта бөлгеннен кейін көтергіш қабілет бойынша шектік күйдегі бейтарап осьтің биіктігі;

z — ішкі күштер иінітірігінің иіні.

грек әліпбесінің бас әріптері

Φ — динамикалық коэффициент (ҚР ҚН EN 1991-2 сәйкес).

грек әліпбесінің кіші әріптері

α — бұрыш, қатынас, ұзақ мерзімді әрекет коэффициенті немесе негізгі кернеулер қатынасы;

α_h — θ_1 үшін төмендетуші коэффициент;

β — бұрыш, қатынас, коэффициент;

γ — жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_A — A апаттық әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_C — бетон үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_F — F әсері үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

$\gamma_{F,fat}$ — көп рет қайталанатын әсерлер кезіндегі жеке қауіпсіздік коэффициенті;

$\gamma_{C,fat}$ — көп рет қайталанатын әсерлер кезіндегі бетон үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_O — жалпы коэффициент;

γ_G — G тұрақты әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_M — материалдың өзінің анықталмаған қасиеттерін, есептік үлгіде қолданылатын геометриялық жетілмеушілікті ескеретін материалдың қасиеттеріне арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_P — P алдын ала кернеумен байланысты әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_Q — Q айнымалы әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_s — кернелмейтін немесе алдын ала кернелетін арматура үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

$\gamma_{s,fat}$ — көп рет қайталанатын әсерлер кезіндегі кернелмейтін немесе алдын ала кернелген арматураның жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_f — есептік үлгіде белгісіздікті есепке алмай қабылданатын әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_g — есептік үлгіде белгісіздікті есепке алусыз қабылданатын тұрақты әсерлер үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

γ_m — материалдың өзінің қасиеттерінің анықталмағандығын ғана ескеретін, материалдың қасиеттері үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

δ — үстеме, қайта бөлу коэффициенті;

ξ — сырғуды қайта тарату функциясы немесе ілінісу беріктігінің коэффициенті;

ξ — төмендеткіш коэффициент, бөлу коэффициенті;

ε_c — бетондағы сығымдалудың салыстырмалы деформациясы;

ε_{ca} — бетонның қатаюы кезіндегі шөкпенің салыстырмалы деформациясы;

ε_{cc} — бетонның жылжуының салыстырмалы деформациясы;

ε_{cd} — бетонның құрғауы кезіндегі шөкпенің салыстырмалы деформациясы;

ε_{c1} — f_c шындық кернеуі кезінде бетондағы сығымдалудың салыстырмалы деформациясы;

ε_{cu} — бетондағы сығымдалудың салыстырмалы шектік деформациясы;

ε_u — максималдық жүктеу барысындағы кернелмейтін немесе алдын ала кернеуленген арматураның салыстырмалы деформациясы;

ε_{uk} — максималдық жүктеу барысындағы кернелмейтін немесе алдын ала кернеуленген арматураның салыстырмалы сипаттамалық деформациясы;

θ — бұрыш;

θ_1 — геометриялық ақаулықтар үшін көлбеу бұрышы;

λ — тозу кезіндегі иілгіштік коэффициенті немесе балама коэффициент;

μ — Алдын ала кернеуленген арматуралық элементтер мен арналар арасындағы үйкеліс коэффициенті;

ν — Пуассон коэффициенті;

ν — көлбеу сызаттары бар бетон үшін сығымдалуға беріктік шегін төменлету коэффициенті;

ρ — құрғақ бетон тығыздығы, кг/м³;

ρ_{1000} — релаксациядан келген шығынның шамасы, %, 20°C орташа температурада арматураның керілуінен кейін 1000 с соң;

ρ_1 — бойлық арматура үшін арматурамен күшейту коэффициенті;

ρ_w — көлденең арматура үшін арматурамен күшейту коэффициенті;

σ_c — бетондағы сығымдағыш кернеу;

σ_{cr} — бойлық жүктеме немесе алдын ала кернеу кезіндегі бетондағы сығымдағыш кернеу;

σ_{cu} — ε_{cu} сығымдаудың салыстырмалы шектік деформациясы кезіндегі бетондағы сығымдаушы кернеу;

τ — жанама кернеу;

\varnothing — арматуралық өзектің немесе арматуралық шоғырға арналған арнаның диаметрі;

\varnothing_n — арматуралық шоғырдың балама диаметрі;

$\varphi(t, t_0)$ — t_0 -ден t дейінгі уақыт аралығы үшін бетонның жылжу коэффициенті;

φ_{fat} — тозуға (төзімділікке) есептегендегі динамикалық әсерден зақымдалуды ескеретін коэффициент;

$\varphi(\infty, t_0)$ — жылжу коэффициентінің шектік мәні;

ψ — айнымалы әсерлердің көрнекі шамаларын анықтайтын коэффициенттер:

ψ_0 — комбинациялық мәндер үшін;

ψ_1 — жеке мәндер үшін;

ψ_2 — квазитұрақты мәндер үшін.

χ — тозу (ескіру) коэффициенті.

4.2 Өлшем бірліктері

Осы Құралдың талаптарына сәйкес орындалатын есептерде келесі өлшем бірліктерін пайдалану керек:

- күштер және жүктемелер – кН, кН/м, кН/м²;
- тығыздық – кг/м³;
- кернеу және беріктік – Н/мм² (МПа);
- мезет (бүгуші, айналдырушы) - кН·м.

5 МАТЕРИАЛДАР

5.1 Бетон

5.1.1 Бетонға қойылатын талаптар

5.1.1.1 Осы нормативтік-техникалық Құралдың талаптарына сәйкес жобаланатын бетон және темірбетон конструкциялар үшін қалыпты (ауыр) бетонды қарастыру керек. Бетонның түрін және оның техникалық бақыланатын сапа көрсеткіштерін тиісті стандарттармен бетон және темірбетон конструкцияларға қойылатын талаптарға сәйкес белгілеу керек.

5.1.1.2 Жобалау кезінде белгіленетін бетон сапасының негізгі көрсеткіштері:

- сығымдалуға беріктік бойынша бетон класы С;
- аязға төзімділік бойынша марка F (кезекпен тоңазыту және еріту әрекетіне ұшырайтын конструкциялар үшін тағайындайды);
- су өткізгіштігі бойынша маркасы W (су өткізушілікті шектеу талаптары қойылатын конструкциялар үшін тағайындайды).

5.1.1.3 Қажет болған жағдайда жылу оқшауландырумен, термиялық төзімділікпен, отқа төзімділікпен, тоттануға төзімділікпен, биологиялық қорғаныспен және т.с.с. байланысты бетон сапасының қосымша техникалық көрсеткіштері орнатылуы мүмкін. Бетон сапасының қажетті көрсеткіштерін 6-Бөлімнің нұсқауларына сәйкес пайдалану шарттары бойынша класқа және есептеуге сәйкес бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау кезінде орнату керек.

5.1.2 Беріктік

5.1.2.1 Бір осьті сығымдау шарттарында диаметрі 150 мм және биіктігі 300 мм цилиндрлі үлгілер конструкциялардың көптеген типтерінің сығымдалған аймағында бетонның жұмысын көрсетеді. Алайда өндірісте сапаны бақылау кезінде 150 мм жағынан текшелерді сынау негізгі болып табылады. Осыған байланысты, нормативтік құжаттарда, сығымдалуға беріктік бойынша бетон класын белгілеуде екі сан берілген – цилиндрлерді сынау кезінде алынған сипаттамалық кедергі (f_{ck}), және (сызықтың астында) – 28 тәулікке тең келетін уақытта текшеде белгіленген кепілді беріктік ($f_{ck,cube}$). Мысалы, C40/50 беріктік класы 40 Н/мм² цилиндрлі беріктікпен және 50 Н/мм² текшелік беріктікпен қалыпты бетонды білдіреді. ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 барлық формулаларында цилиндрлі беріктік пайдаланылған, ал бетоннан және темірбетоннан конструкцияларды жобалау кезінде текшелік беріктік қолданылмайды, өндірістік бақылау үшін ғана қызмет етеді.

5.1-Кестеде әдеттегі цилиндрлі беріктіктермен қалыпты бетондар үшін материалдың қасиеттері көрсетілген. Балама текшелік беріктік әдетте, $f_{ck} \approx 0,8 f_{ck,cube}$. Бұл жағдайда 0,8 – цилиндрлі беріктік коэффициенті, негізінен текшелерді сынау нәтижелерінің шашыраңқылығынан үлкен өзгергіштікпен (0,6-дан 1,0 дейін) ерекшеленеді (пішіндердің сапасы, эксцентриситет және жүктемені қосу жылдамдығы, анықталмаушылық, пресс және үлгі қатпарларының өзара әрекеттесуі текшелерді сынау нәтижелеріне үлкен әсер етеді).

5.1.2.2 Сығымдалуға бетонның беріктігі тәжірибелік үлгілердің сынақтары негізінде 28 тәулікке дейін немесе одан кейін анықталуы мүмкін.

Егер бетонның беріктігі $t > 28$ тәулік болып анықталатын болса, онда 5.1.6.1 және 5.1.6.2 анықталған α_{cc} және α_{ct} мәндерін сәйкесінше 0,85 және 1,0 тең етіп қабылдау ұсынылады.

Сығымдалуға бетонның сипаттамалық беріктігі $f_{ck}(t)$, МПа, жекелеген кезеңдер (мысалы, қалыпты алу, алдын ала кернеуді беру) үшін t мерзімінде анықталуы мүмкін:

$$\text{— } 3 < t < 28 \text{ тәулік: } f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8;$$

$$\text{— } t \geq 28 \text{ тәулік: Осылайша } f_{ck}(t) = f_{ck}$$

$t \leq 3$ тәуліктік бетон үлгілері үшін мәндер түрлену коэффициентінің алынған мәнін ескере отырып сынақ нәтижелеріне негізделуі тиіс.

5.1.2.3 Сығымдалуға сипаттамалық беріктік, f_{ck} , одан төмен мән беріктікке сынақтардың барлық нәтижелерінің тек 5% ғана күтілетін мән ретінде анықталады (қамтамасыз етілуі 0,95).

Егер f_{cm} – орташа мән болса, онда $f_{ck} = f_{cm} - k\sigma$, мұнда σ – бас жиынтықтың стандартты ауытқуы. Гауссты бөлген және 0,95 қамтамасыз ету кезінде шама $k = 1,64$ тең болады. $\sigma \leq 5 \text{ Н/мм}^2$ (максималды жол берілетін шашыраңқы) болғанда $k \times \sigma = 1,64 \times 5 \approx 8 \text{ Н/мм}^2$. Осылайша $f_{ck} = f_{cm} - 8$.

5.1.2.4 [3.1.2(6)] t мерзімінде сығымдалуға бетонның беріктігі цементтің типіне, температураға және сақтау шарттарына байланысты. 20°C орташа температурада және ҚР СТ EN 12390 талаптарына сәйкес сақтаған кезде әртүрлі мерзімде сығымдалуға бетонның беріктігі $f_{cm}(t)$ (5.1) және (5.2) өрнектерінен анықталуы мүмкін:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}, \quad (5.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (5.2)$$

мұнда $f_{cm}(t)$ — мерзімі t тәулік болатын сығымдалуға болатын орташа беріктігі;

f_{cm} — 5.1-Кесте бойынша 28 тәулік мерзіміндегі орташа беріктік;

$\beta_{cc}(t)$ — бетонның жасына t байланысты коэффициент;

t — тәуліктегі бетонның жасы;

S — цементтің пайдаланылатын типіне байланысты коэффициент қабылданады:

0,20 — CEM 42,5 R, CEM 52,5 N және CEM 52,5 R (класс R) беріктік кластарының цементі үшін;

0,25 — CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (класс N) беріктік кластарының цементі үшін;

0,38 — CEM 32,5 N (класс S) беріктік кластарының цементі үшін.

ЕСКЕРТПЕ $\exp\{ \}$ е (экспонент) секілді осындай мәнге ие.

R-rapid (жылдам қатаятын), N-normal (қалыпты қатаятын), S-slow (баяу қатаятын).

5.1.2.5 Бүгу кезінде созылуға бетонның орташа беріктігін анықтаған кезде темірбетон элементтер үшін келесі шарт пайдаланылуы мүмкін:

$$f_{cm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \times f_{cm}; f_{cm} \right\}, \quad (5.3)$$

мұнда h — конструктивті элементтің жалпы биіктігі, мм;

f_{cm} — 5.1-Кесте бойынша осьтік созылуға орташа беріктік.

(5.3) формулада келтірілген тәуелділік сонымен қатар осьтік созылуға беріктіктің сипаттамалық мәндері үшін қолданылуы мүмкін.

5.1.2.6 Тікелей өлшеумен созылуға беріктікті алу қиын (бетондық созылатын үлгідегі күштердің біркелкі бөлінуін қамтамасыз ету қиын). Инженерлік есептеулер үшін Фере гипотезасы бойынша созылуға және сығымдалуға орташа беріктік арасындағы байланыс жеткілікті дәлдікті береді— $f_{ctm} = 0,3 \times f_{cm}^{2/3}$. Созылуға беріктіктің мәні $f_{ct} = 0,5 \times f_{ctm,fl}$ эмпириялық формуласы бойынша бүгілу кезінде беріктіктің мәні арқылы алынуы мүмкін.

5.1[3.1]Кесте — Бетонның беріктік және деформативті сипаттамалары

f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	Талдамалық тәуелділік/түсіндірме
$f_{ck, cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (МПа)
f_{cm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{cm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{cm}$ Квантиль 95%
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3} f_{cm}$, МПа
ε_{cl} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	5.3-суретті қара $\varepsilon_{cl} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5										3,2	3,0	2,8	2,8	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін 5.3-суретті қара $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0										2,2	2,3	2,5	2,6	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін 5.4-суретті қара $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5										3,1	2,9	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін 5.4-суретті қара $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0										1,75	1,6	1,4	1,4	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , ‰	1,75										1,8	1,9	2,2	2,3	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін 5.5-суретті қара $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , ‰	3,5										3,1	2,9	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ Мпа үшін 5.5-суретті қара $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Егер созылуға беріктік f_{ct} жарылу кезінде созылуға беріктік $f_{ct,sp}$ ретінде анықталатын болса, онда осьтік созылуға беріктіктің мәні f_{ct} келесілерге тәуелділігінен алынуы мүмкін

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (5.4)$$

5.1.2.7 [3.1.2(9)] Уақытына қарай созылуға бетон беріктігінің жинағы сақтау шарттарына, сондай-ақ конструктивті элементтің өлшемдеріне ерекше қатты байланысты. Бірінші жуықтауда созылуға беріктікті келесідегідей қабылдауға болады

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \times f_{ctm}, \quad (5.5)$$

мұнда $\beta_{cc}(t)$ (5.2) өрнегінен шығады

$t < 28$ тәулік үшін $\alpha = 1$,

$t \geq 28$ тәулік үшін $\alpha = 2 / 3$. f_{ctm} үшін мәндер 5.1-кестеде келтірілген.

5.1.3 Серпінді деформациялар

5.1.3.1 Уақыты бойынша бетон серпінділігі модулінің өзгерісі келесі өрнектен анықтала алады

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \times E_{cm} \quad (5.6)$$

мұнда $E_{cm}(t)$ және $f_{cm}(t)$ — сәйкесінше t тәулік мөлшеріндегі бетонның орташа беріктігі мен серпінділік модулінің мәндері;

E_{cm} және f_{cm} — 28 тәулік мерзіміндегі бетонның орташа беріктігі мен серпінділік модулінің мәндері. E_{cm} серпінділік модулі « $\sigma - \varepsilon$ » диаграммасының $0,4 f_{cm}$ тең болатын кернеу мәніне сәйкес келетін координаттың басы мен нүкте арқылы өтетін көлбеу қима бұрыштың тангенсіне сәйкес келеді. Эмпириялық тәуелділігі бойынша $E_{cm} = 9,5 \times (f_{ck} + 8)^{1/3} \times 10^3$ (МПа).

$f_{cm}(t)$ және f_{cm} арасындағы өзара байланыс (5.1) өрнегімен берілген.

Пуассон коэффициенті сызатсыз бетон үшін 0,2 және сызатты бетон үшін 0 шамасына тең болып қабылдана алады.

Егер әлдеқайда дәлірек ақпарат болмаса, температуралық кеңеюдің сызықтық коэффициенті $1 \times 10^{-5} K^{-1}$ тең болып қабылданады.

5.1-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Беріктік бойынша бетон класы C35/45, цементтің қолданылатын түрі СЕМ 42,5 N (қалыпты түрде қатаюшы, баламасы ПЦ 500-ДО). Тірекке кернелетін арматураның созылуы. Конструкцияның сығымдалуы оны пішіндегеннен кейін 7 күннен соң жүзеге асырылады.

Анықтау: 1 Уақыт бойынша бетонның серпінділігі модулінің өзгеруі.

2 7 күндік мерзімде сығымдалуға бетонның орташа беріктігі.

$t = 7$ күндік мерзімде бетонның сығымдалуға орташа беріктігін анықтаймыз

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$$

мұнда
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,779$$

s — пайдаланылатын цементтің түріне байланысты қабылданатын коэффициент, 0,25 — СЕМ 42,5 N беріктік класындағы цемент үшін.

$f_{cm} = 43$ МПа — 5.1-Кестеге сәйкес.

7 күндік мерзімде конструкция бетонының орташа беріктігі құрайды:

$$f_{cm}(t) = 0,779 \times 43 = 33,5 \text{ МПа}$$

(5.6) сәйкес уақыт бойынша серпінділік модулінің өзгеруін анықтаймыз

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \times E_{cm} = \left(\frac{33,5}{43} \right)^{0.3} \times 34 = 31,5 \text{ ГПа}$$

5.1.4 Жылжу және шөгу

5.1.4.1 Шөгуді екі құрамбөлікке бөлу қабылданған: химиялық (капиллярдағы беткі керілістің әсерінен аутогендік шөгінді және цементтің гидратациясы кезіндегі судың жоғалуы) және физикалық (буланған кезде атмосфераға бос ылғалдың жоғалуы).

Шөкпе деформацияның шамасы цементтің мөлшеріне, түріне және оның белсенділігіне, су-цемент қатынасына, қоршаған ортаның температуралық-ылғалдылық шарттарына, толтырғыштың ірілігіне және физикалық-механикалық қасиеттеріне, қоспалардың болуына байланысты.

5.1.4.2 Бетонның жылжығыштығы тұрақты кернеудің ұзақ уақыт әсер етуінен деформациялардың өсе беруіне, ал серпінділіктің бастапқы мәндерінің азаятындығына әкеледі. Жылжуды есепке алу алдын ала кернеуленген бетонда ерекше маңызды, өйткені жалғасып отырған ұзаққа созылған қысқарту сығымдалған кезде алдын ала кернеу күшінің азаюына әкеледі. Жылжығыштық сондай-ақ бірнеше кезеңде салынған көпірлер үшін елеулі, өйткені жылжудан болған ұзақ мерзімді деформациялар құрылыс жұмыстарының орындалу бірізділігін моделдеуден ғана келіп шығатын ішкі күштердің қайта бөлінісін туындатады (қолданыстағы конструкциялармен бірлесе жұмыс істеу үшін біріктірілген жалғамалы элементтерді немесе қосымша тақталарды пайдаланумен реконструкцияларды жобалау уақыт бойынша алыс кезең ретінде қарастырылуы мүмкін).

5.1.4.3 Жылжу, бетонның шөгуі секілді қоршаған ортаның салыстырмалы ылғалдылығына, конструктивті элементтің геометриялық өлшемдеріне және бетонның құрамына байланысты. Осы бөлімде қарастырылатын жылжу сипаттамалары қалыпты бетонға ғана қолданылады. Бетонның жылжуына сонымен қатар бастапқы жүктеме кезіндегі бастапқы беріктік, сонымен қатар жүктеу ұзақтығы мен жүктеме шамасы елеулі әсер көрсетеді. Кернеудің тұрақты деңгейінде жылжу деформациясы кейбір шекке ұмтылады. Жылжу деформациясы $t-t_0$ аралығында жылжудың дамуын ескеретін, бір

қалыпты өсетін функцияға және t_0 сәтіндегі бетонның жасына байланысты бірқалыпты азаятын функцияның туындысына сәйкес келетін қалыпқа есептеу моделі негізделеді. Жүктеменің әрбір қосымшасы үшін материал бірінші рет жүктелетін ретінде қарастырылатындығы шамаланады. Есептеулерде жылжу коэффициенті пайдаланылады $\varphi(t, t_0)$ – t уақыт сәтіндегі деформацияның t_0 уақыт мезетіндегі жүктемеден болған серпінді деформацияға қатынасы (әдетте құбылыстың физикалық мәнінен шығара келе, салыстырмалы деформациялар қолданылады, бұл деформациялардың абсолютты мәндері болуы мүмкін).

5.1.4.4 [3.1.4(2)] $\varphi(t, t_0)$ жылжу коэффициенті $1, 0 \mathbb{E}_{cm}$ тең болып қабылдануы мүмкін серпінділіктің жанасқан модулімен E_c байланысты, ол тең қабылдануы мүмкін. Егер ерекше дәлдік талап етілмесе, онда жылжудың шектік сипаттамасы ретінде $\varphi(\infty, t_0)$ бетон $t=t_0$ жүктемесінің түсуіне сәйкес келетін уақыт сәтінде $0,45f_{ck}(t_0)$ асатын сығымдаушы кернеуге ұшырамайтындығы шартында 5.1-Суретте келтірілген мән қабылдануы мүмкін.

5.1.4.5 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1.4(3) және 3.1.4(4) сәйкес, $t=t_0$ кезінде түскен σ_c сығымдалудың тұрақты кернеуінде $t=\infty$ мерзімінде бетонның жылжу деформациясы $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ келесі өрнектен анықталады:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (5.7)$$

t_0 мөлшерінде бетонның сығымдалу кернеуі $0,45f_{ck}(t_0)$ мәнінен асқанда, әдетте сызықтық емес жылжуды ескеру керек. Жылжудың сызықтық емес шартты коэффициенті келесі өрнектен анықталады

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))} \quad (5.8)$$

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ — $\varphi(\infty, t_0)$ орнына енгізілетін, жылжудың сызықтық емес шартты коэффициенті;

k_σ — «кернеу — беріктік» қатынасы, $k_\sigma = \sigma_c / f_{ck}(t_0)$, мұнда σ_c - сығымдалу кернеуі, ал $f_{ck}(t_0)$ - жүктеуге сәйкес келетін t_0 уақыт мезетіндегі бетонның сипаттамалық беріктігі.

[1]-ден алынған 5.2-кестеде k_σ шамасына байланысты (5.8) өрнекте $e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$ көбейткіштің мәндері келтірілген.

5.1.4.6 [3.1.4(5)] 5.1-суретте келтірілген мәндер қоршаған ортаның минус 40°C-тан плюс 40°C дейінгі температурасында және ауа ылғалдылығының RH=40% -дан RH=100% дейінгі орташа салыстырмалы ылғалдылығында жарамды.

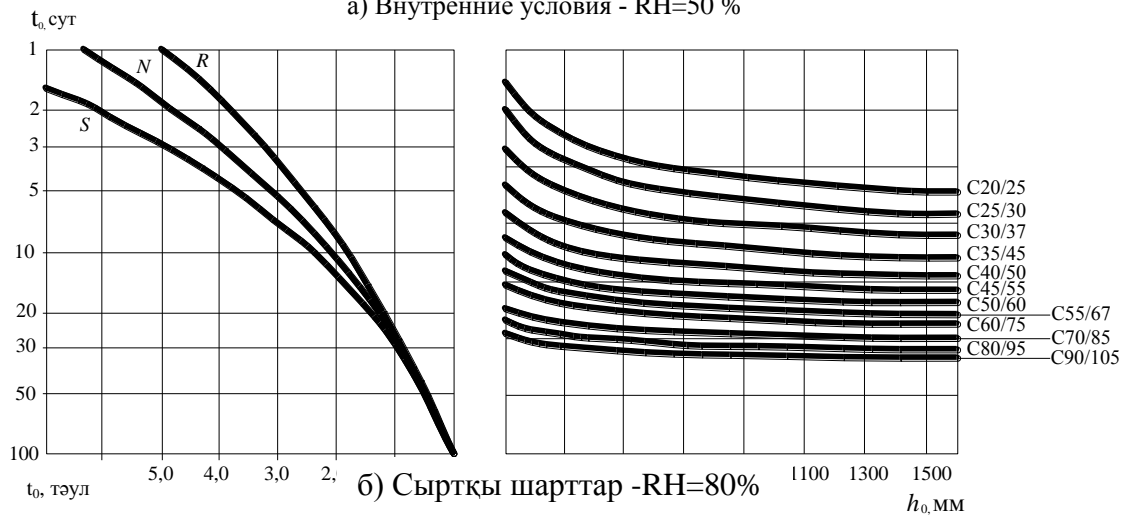
5.1-суретте келесі таңбалар пайдаланылған:

$\varphi(\infty, t_0)$ — жылжу коэффициентінің шектік мәні;

t_0 , тәул

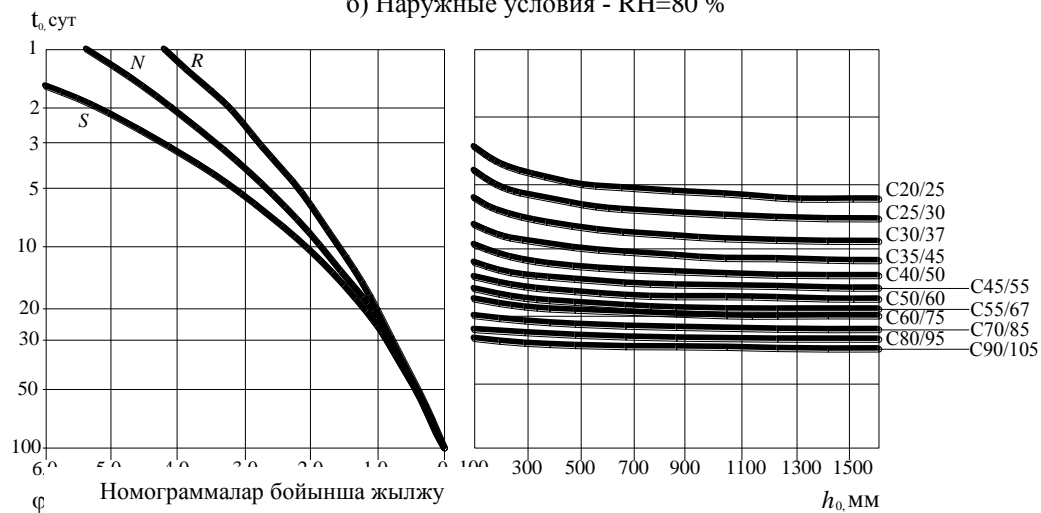
а) Ішкі шарттар -RH=50%

а) Внутренние условия - RH=50 %



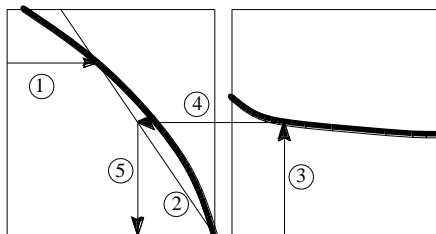
б) Сыртқы шарттар -RH=80%

б) Наружные условия - RH=80 %



Номограммалар бойынша жылжу коэффициентінің шектік мәндерін анықтау кезіндегі әрекеттердің тәртібі

предельных значений коэффициента ползучести по номограммам



Ескертпе

- 1 4 және 5 сызықтарының қиылысу нүктесі сонымен қатар 1-нүктеден жоғары болуы мүмкін.
- 2 $t_0 > 100$ кезінде жарамды дәлдікпен $t_0 > 100$ қабылдауға болады (жанама сызықты пайдалануға болады).

5.1-сурет — Қоршаған ортаның қалыпты шарттарында бетон үшін жылжу коэффициентін анықтауға арналған номограммалар $\varphi(\infty, t_0)$

t_0 — жүктеу мезетіндегі бетонның жасы, тәуліктерде;

h_0 — $2A_c/u$ тең болатын келтірілген өлшем, онда A_c — бетонның көлденең қимасының ауданы;

u — құрғауға ұшырайтын көлденең қима ауданының осы бөлігінің периметрі;

S — 5.1.2.4 тармағы бойынша S класы

N — 5.1.2.4 тармағы бойынша N класы

R — 5.1.2.4 тармағы бойынша R класы

5.2-кесте – $e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$ көбейткіш мәні

k_σ	$e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$
0,5	1,078
0,6	1,252
0,7	1,455
0,8	1,690
0,9	1,964
1,0	2,282

ЕСКЕРТПЕ 5.1-Суретте номограммалар бойынша алынған $\phi(\infty, t_0)$ жылжу коэффициентінің шектік мәнін аз қозғалатын қатиы қоспаларда 0,7 және қозғалмалы қоспаларда 1,2 коэффициентіне көбейту керек (оңай төселу бойынша маркасын суперпластификаторды енгізгенге дейін анықтайды).

5.1.4.7 Шөгудің толық салыстырмалы деформациясы ε_{cs} екі құрамдас бөліктен тұрады: құрғау кезінде (ылғалдың булануы) шөгудің салыстырмалы деформациясы ε_{cd} және қатаю кезіндегі бетонның шөгуінен болатын салыстырмалы деформация ε_{ca} .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.9)$$

5.1.4.8 Ылғалдың булануымен шартталған шөгудің салыстырмалы деформациясының шектік мәні $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0}$ тең. Салыстырмалы деформация мәні $\varepsilon_{cd,0}$

5.3-Кестеден қабылдануы мүмкін (түрлену коэффициентімен күтілетін орташа мәндер шамамен 30 %).

ЕСКЕРТПЕ $\varepsilon_{cd,0}$ анықтауға арналған формула А [В] Қосымшада келтірілген.

5.3 [3.2] Кесте— N класты СЕМ цементінде дайындалған бетон үшін құрғаумен (ылғалдың булануымен) шартталған $\varepsilon_{cd,0}$, ‰ шөгудің еркін салыстырмалы деформациясына арналған номиналды мәндер

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ МПа	Ауаның салыстырмалы ылғалдылығы, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

Ылғалдың булануымен байланысты шөгудің салыстырмалы деформациясының шамасы келесі өрнектен анықталады

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}, \quad (5.10)$$

Мұнда k_h — h_0 қимасының келтірілген өлшеміне байланысты 5.4-Кесте бойынша қабылданған коэффициент.

5.4 [3.3] кесте — (5.10) өрнегіндегі k_h мәндері

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$\beta_{ds}(t, t_s)$ Уақыт бойынша ылғалдың булануымен байланысты бетонның шөгуінің даму функциясы келесі өрнектен анықталады

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}}, \quad (5.11)$$

мұнда t — қарастырылып отырған кезеңдегі бетонның жасы, тәулік;

t_s — құрғап шөгудің (немесе ісінудің) басындағы бетонның жасы. Әдетте бұл бетонға күтім көрсету мерзімінің, тәулік, аяқталғанын көрсетеді;

h_0 — көлденең қиманың келтірілген өлшемі, мм, $h_0 = 2A_c / u$,

мұнда A_c — бетонның көлденең қимасының ауданы

u — құрғауға (ылғалдың булануына) ұшырайтын көлденең қима ауданы бөлігінің периметрі.

5.5-Кестеде келтірілген h_0 және $t-t_s$ байланысты $\beta_{ds}(t, t_s)$ функциясының мәндері [1]-ден алынған.

5.5-кесте – $t-t_s$ байланысты $\beta_{ds}(t, t_s)$ функция мәндері

h_0 , мм	$\beta_{ds}(t - t_s)$		
	30 күн	100 күн	1000 күн
100	0,428	0,714	0,962
200	0,209	0,469	0,898
300	0,126	0,325	0,828
400	0,086	0,238	0,757
≥ 500	0,063	0,183	0,691

5.1.4.9 Бетонның қатаюымен байланысты шөгудің салыстырмалы деформациясы келесі формула бойынша анықталады

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (5.12)$$

$$\text{мұнда } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}, \quad (5.13)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0.5}), \quad (5.14)$$

мұнда t тәуліктерде келтірілген.

[1]-ден алынған бетонның жасына t және f_{ck} сығымдалуға бетонның сипаттамалы цилиндрлік беріктігіне байланысты $\varepsilon_{ca}(t)$ шөгудің салыстырмалы деформациясының мәндері

5.6 –кесте - f_{ck} және t байланысты %-да $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$ қатаю кезіндегі шөгуден болған деформация мәндері

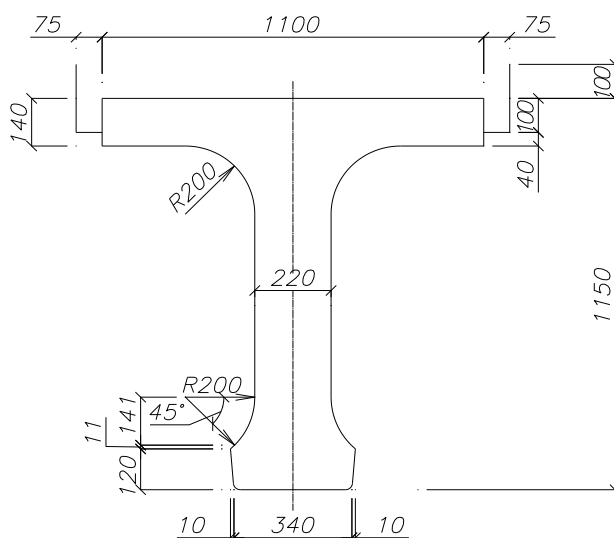
Шөгу	f_{ck} (МПа)										
	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90
$\varepsilon_{ca}(t)$ (1000 күн)	0,025	0,038	0,050	0,063	0,075	0,088	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
$\varepsilon_{ca}(t)$ (100 күн)	0,022	0,033	0,043	0,054	0,065	0,075	0,086	0,108	0,129	0,151	0,172
$\varepsilon_{ca}(t)$ (30 күн)	0,017	0,025	0,033	0,042	0,050	0,056	0,067	0,083	0,100	0,116	0,133

5.2-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Алдын ала кернеуленген көпірлік арқалықтың көлденең қимасы 5.2-Суретте көрсетілген. N класты СЕМ цементіндегі C35/45 класты бетон. Арқалықтың көлденең қимасының ауданы $A_c = 4,2 \times 10^5 \text{ мм}^2$, көлденең қимасының периметрі $u = 4491 \text{ мм}$. Қоршаған ауаның салыстырмалы ылғалдылығы 80% (RH=80%). Бетонның ылғалды сақталуының аяқталу сәтіндегі бетонның жасы (шөгудің басталуы) t_s және t_0 кернелетін арматурамен бетонды сығымдау күші $t_s = t_0 = 3$ күн болып қабылданған.

Анықтау: 1 $t = 30$ күн мерзімінде бетонның шөгуінің толық салыстырмалы деформациясы;

2 $t = 30$ күндік бетон жасында жылжу коэффициенті.



5.2-сурет – Арқалықтың көлденең қимасы

1 Бетонның толық салыстырмалы шөгу деформациясын анықтау

Бетонның толық салыстырмалы шөгу деформациясының параметрлері А Қосымшасына сәйкес анықталады.

Бетонның $t = 30$ күнді құрайтын жасында $\varepsilon_{cs}(t)$ толық салыстырмалы шөгу деформациясының шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t).$$

$t = 30$ күнді құрайтын уақыт мезетінде құрғағанда бетонның салыстырмалы шөгу деформациясы келесілерге байланысты анықталады:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0},$$

мұнда $\beta_{ds}(t, t_s)$ - $t - t_s$ уақыт бойынша бетонның шөгудің даму функциясы.

Арқалықтың көлденең қимасының келтірілген өлшемінің шамасы h_0 келесі формула бойынша анықталады

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 4,2 \times 10^5}{4491} = 187,04 \text{ мм}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \times \sqrt{187,04^3}} = 0,21$$

Коэффициент k_h көлденең қиманың келтірілген өлшеміне h_0 байланысты 5.4-Кестесі бойынша қабылданады. $h_0 = 187,04$ болғанда коэффициент $k_h = 0,87$.

N класты СЕМ цементі бойынша дайындалған $\varepsilon_{cd,0}$ бетонның құрғауынан шөгудің салыстырмалы деформациясының негізгі (номиналды) мәні келесі формула бойынша анықталады

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH},$$

$$\text{мұнда } \beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right];$$

мұнда $f_{cm} = 43$ МПа;

$f_{cm,0} = 10$ МПа;

$\alpha_{ds1} = 4$ - N класты цемент үшін;

$\alpha_{ds2} = 0,12$ - N класты цемент үшін;

$RH_0 = 100$ %.

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \times [1 - 0,8^3] = 0,756$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times 4) \times \exp\left(-0,12 \times \frac{43}{10}\right) \right] \times 10^{-6} \times 0,756 = 243 \times 10^{-6}$$

$t = 30$ құрайтын уақыт мезетінде $\varepsilon_{cd}(t)$ құрғаған кездегі бетонның салыстырмалы шөгу деформациясы келесі мәнге ие

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,21 \times 0,87 \times 243 \times 10^{-6} = 44,4 \times 10^{-6}$$

N класты СЕМ цементінде әзірленген $\varepsilon_{cd,0}$ бетонның құрғауынан салыстырмалы шөгу деформациясының негізгі (номиналды) мәнін 5.3-Кесте бойынша қабылдауға болады. C35/45 бетонның класында және қоршаған ортаның 80% ылғалдылығында $\varepsilon_{cd,0} = 0,255 \times 10^{-3} = 255 \times 10^{-6}$. Есептік және кестелік мәндер арасындағы айырмашылық

$$\text{құрайды: } \frac{(255 - 243) \times 10^{-6}}{255 \times 10^{-6}} \times 100\% = 4,7\%.$$

$t = 30$ күн мерзімінде $\varepsilon_{ca}(t)$ қатаю кезінде бетонның салыстырмалы шөгу деформациясы келесілерге байланысты анықталады

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty),$$

мұнда $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$ және

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0,5}),$$

мұнда t күн өлшемінде келтірілген.

$t = \infty$ кезіндегі уақыт үшін қатаю кезіндегі салыстырмалы шөгу деформациясының шектік шамасы құрайды:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 62,5 \times 10^{-6}$$

$t = 30$ болғанда уақыт үшін $\beta_{as}(t)$ бетонның шөгуінің даму функциясын анықтаймыз

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times 30^{0,5}) = 1 - 0,333 = 0,666$$

$\varepsilon_{ca}(t)$ қатаю кезінде бетонның салыстырмалы шөгу деформациясы $t = 30$ күн болғанда құрайды:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,666 \times 62,5 \times 10^{-6} = 41,6 \times 10^{-6}$$

$t = 30$ күн мерзімінде $\varepsilon_s(t)$ бетонның толық салыстырмалы шөгу деформациясының шамасы құрайды:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 44,4 \times 10^{-6} + 41,6 \times 10^{-6} = 86,0 \times 10^{-6}$$

2 Жылжу коэффициентінің анықталуы

Бетонның жылжуының салыстырмалы деформацияларының параметрлері А Қосымшасына сәйкес анықталады.

$\varphi(t, t_0)$ жылжу коэффициенті келесі формула бойынша анықталады

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0),$$

мұнда φ_0 - жылжудың шартты коэффициенті.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0),$$

мұнда φ_{RH} - жылжудың шартты коэффициентіне ауаның салыстырмалы ылғалдылығының әсерін ескеретін коэффициент

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad f_{cm} > 35 \text{ МПа},$$

мұнда α_1, α_2 - бетон беріктігінің әсер ету коэффициенттері

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,866$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,960$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{187}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,25$$

Бетон беріктігінің жылжығыштықтың шартты коэффициентіне әсерін ескеретін $\beta(f_{cm})$ параметрін анықтаймыз

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

Бетон жасының оны кернелетін арматурамен қысқан кездегі шартты жылжу коэффициентіне φ_0 әсерін ескеретін $\beta(t_o)$ параметрін анықтаймыз

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0,1 + t_o^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 3^{0,2}} = 0,743$$

Жылжудың шартты коэффициентінің шамасы келесі мәнге ие
 $\varphi_0 = 1,25 \times 2,56 \times 0,743 = 2,38$

Сығымдауды жүктегеннен кейін жылжудың дамуын сипаттайтын $\beta_c(t, t_0)$ параметрін анықтаймыз

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_u + t - t_0)} \right]^{0,3},$$

мұнда β_u - ауаның салыстырмалы ылғалдылығын (RH, %) және арқалықтың көлденең қимасының келтірілген өлшемін h_0 ескеретін коэффициент

$$\beta_u = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3, \quad f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

мұнда α_3 - бетон беріктігінің әсерін есепке алу коэффициенті

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,5} = 0,902$$

$$f_{cm} > 35 \text{ МПа болғанда } \beta_u = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times 80)^{18} \right] \times 187,04 + 250 \times 0,902 = 640,7$$

$$\beta_u = 640,7 \leq 1500 \times \alpha_3 = 1500 \times 0,902 = 1380 \text{ Шарт қадағаланады}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(30 - 3)}{(640,7 + 30 - 3)} \right]^{0,3} = 0,392$$

Бетонның $t = 30$ күнді құрайтын жасында жылжу коэффициентінің мәні құрайды:
 $\varphi(t, t_0) = 2,38 \times 0,392 = 0,933$

5.1.5 Конструкциялардың сызықтық емес статикалық есебі үшін «кернеу – салыстырмалы деформация» тәуелділігі

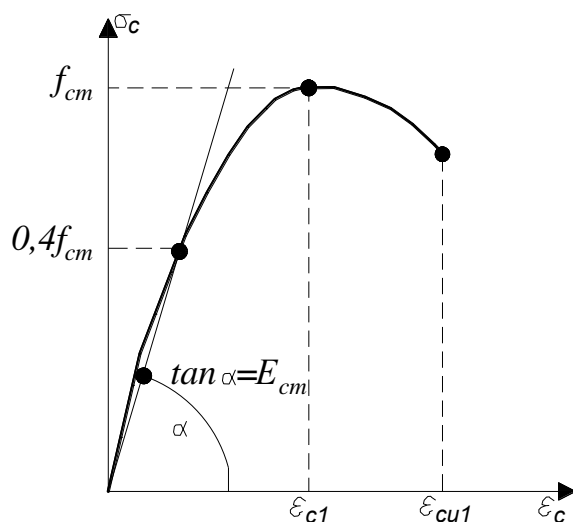
5.1.5.1 Қысқа мерзімді осьтік жүктеу кезінде бетонның қасиеттерін сәйкес көрсететін жиынтықталған сипаттама ретінде 5.3-Суретте берілген күй (деформация) диаграммасы қабылданады. Сығымдалған бетонның кернеулері σ_c және салыстырмалы деформациялары ε_c арасындағы байланыс теңестірумен сипатталады

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \times \eta}, \quad (5.15)$$

мұнда $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$ және ε_{c1} — 5.1-Кесте бойынша қабылданады;

$$k = 1,05 \times E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (f_{cm} \text{ — 1-Кесте бойынша қабылданады}).$$

(5.15) формула бетонның салыстырмалы деформацияларының аралығында жарамды $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, мұнда ε_{cu1} — номиналды шектік салыстырмалы деформация.



5.3-сурет — Сығымдалудың осьтік қысқа мерзімді жүктелуі кезіндегі бетон күйінің диаграммасы

5.1.6 Сығымдалуға және созылуға бетон беріктігінің есептік мәндері

5.1.6.1 Сығымдалуға бетонның есептік беріктігі келесі өрнектен анықталады

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c, \quad (5.16)$$

мұнда

γ_c — бетон үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті қабылданады:

мұнда $\gamma_c = 1,5$ - тұрақты және өтпелі есептік жағдай үшін;

$\gamma_c = 1,2$ - апаттық есептік жағдай үшін.

α_{cc} – сығымдау кезінде бетонның беріктігіне ұзақ процестердің әсерін ескеретін коэффициент, сонымен қатар жүктеме түсіру тәсілімен байланысты жағымсыз әсерлер.

Көпірлер үшін α_{cc} ұсынылатын мән 0,85 құрайды және ол бүгілуге және осьтік сығымдалуға есептеулерде қолдану үшін арналған. α_{cc} коэффициенті f_{ck} шындық кернеуден кейін төмен түсетін тармақпен деформация-кернеу қисық сызығын шынайы әрекеті және қираған кезде деформацияға дейін шындық кернеуді сақтайтын мінсіз параболалық-тікбұрышты диаграмма арасындағы ішінара түзетуші коэффициент болуы мүмкін.

5.1.6.2 Көптеген зерттеулерге карамастан, осьтік созылуға арналған кернеу – деформация диаграммалары бірде-бір нормаға енгізілмеген. f_{ctd} созылуға есептік беріктік келесі формула бойынша анықталады

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05} / \gamma_c, \quad (5.17)$$

мұнда γ_c – 5.1.6.1 тармақшаға сәйкес қабылданатын, бетонға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;

α_{ct} – созылу кезінде бетонның беріктігіне ұзақ процестердің әсерін, сонымен қатар жүктеу тәсілімен байланысты қолайсыз әсерлерді ескеретін коэффициент.

Көпірлер үшін α_{ct} коэффициентінің мәнін 1,0 тең қабылдау ұсынылады. Бұл мән жылжуға есептеулерді жүргізу үшін және бетонның арматурамен ілінісуін анықтаған кезде (анкерлеу аймақтарының ұзындығын және айқастыру ұзындығын есептеу) сәйкес келеді.

5.1.7 Қималардың есебі үшін «кернеу – салыстырмалы деформация» тәуелділігі

5.1.7.1 Қималардың беріктігін есептеген кезде кернеу мен салыстырмалы деформация арасындағы тәуелділік пайдаланылуы мүмкін, бұл 5.4-суретте графикалық түрде көрсетілген (сығымдаудың салыстырмалы деформациялары оң болып қабылданды):

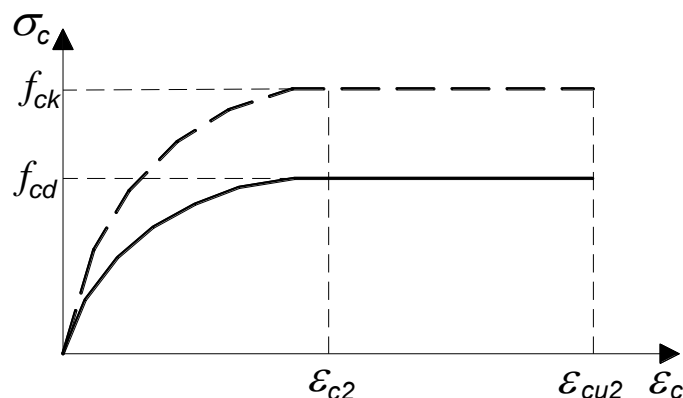
$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \text{ үшін } \sigma_c = f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (5.18)$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \text{ үшін } \sigma_c = f_{cd} \quad (5.19)$$

мұнда n — деңгей көрсеткіш (5.1-Кестені қараңыз);

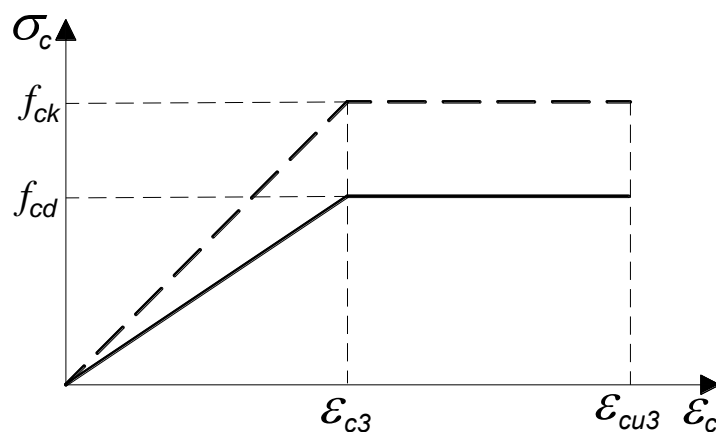
ε_{c2} — 5.1-Кесте бойынша қабылданатын, бетонның максималды беріктігіндегі салыстырмалы деформация;

ε_{cu2} — 5.1-кесте бойынша қабылданатын шектік салыстырмады деформация.



5.4-сурет — Сығымдау кезінде бетон үшін күйдің параболалық – тікбұрышты диаграммасы

5.1.7.2 Қималардың беріктігін есептеген кезде 5-5-Суретте графикалық түрде көрсеткендей 5.1-Кесте бойынша қабылданатын ε_{c3} және ε_{cu3} салыстырмалы деформацияларының мәндерімен «кернеу – салыстырмалы деформация» билиниялық тәуелділігі қолданылуы мүмкін (сығымдау кернеулері және қысқартудың салыстырмалы деформациялары абсолюттық мәндер ретінде көрсетілген).



5.5-сурет — Сығымдау кезінде бетон үшін күйдің билиниялық диаграммасы

5.1.7.3 Қиманың тиімді сығымдалған аймағының биіктігі бойынша кернеулердің бөлінуі 5.6-Суретте көрсетілгендей біркелкі қабылдануы мүмкін. Қиманың сығымдалған аймағының тиімді биіктігін анықтаған кездегі λ коэффициентінің және тиімді беріктікті анықтаған кездегі η коэффициентінің мәндері келесідей қабылданады:

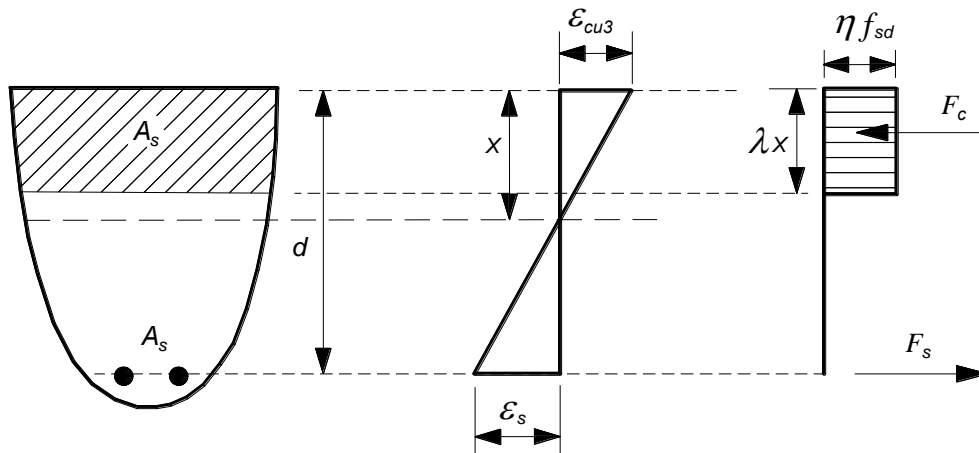
$$\lambda = 0,8 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа үшін,} \quad (5.20)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа үшін} \quad (5.21)$$

және

$$\eta = 1,0 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа үшін,} \quad (5.22)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа үшін} \quad (5.23)$$



5.6-сурет — Қиманың тиімді сығымдалған аймағының биіктігі бойынша кернеулердің біркелкі бөлінуі

ЕСКЕРТПЕ Егер қиманың сығымдалған аймағының ені қиманың әлдеқайда сығымдалған шетіне қарай бағытпен азаятын болса, онда $\eta \times f_{cd}$ мәнін 10 %-ға азайту керек.

ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 жалпы, сызықтық емес талдау үшін және көлденең қималарды тексеруде пайдалану үшін кернеу мен деформация арасындағы арақатынастар үшін талаптар арасында ажыратуды жүргізеді. Біріншілері 5.1.5 –те қарастырылады.

Көлденең қималарды тексеру үшін 5.1.7.1, 5.1.7.2 және 5.1.7.3 келтірілген диаграммалар пайдаланылуы мүмкін. Олар критикалық шектік күйлерді тексеру үшін сәйкес келеді (ULS).

[2] –ден алынған 5.7-кестеде қиманың сығымдалған аймағында кернеулер эпюраларының әртүрлі пішіндері және олардың ауырлық орталығының қалпы β үшін $\alpha_{cc} = 0,85$ және $\gamma_c = 1,5$ кезіндегі орташа кернеулердің мәндері f_{av} келтірілген.

5,7-Кестеде келтірілген f_{av} және β параметрлері келесі өрнектерден анықталған:

Кернеулердің параболалық-тікбұрышты диаграммасы:

$$f_{av} = f_{cd} \times \left(1 - \frac{1}{n+1} \times \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \quad (5.24)$$

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{(n+1)(n+2)}}{\varepsilon_{cu2}^2 - \frac{\varepsilon_{cu2} \times \varepsilon_{c2}}{n+1}} \quad (5.25)$$

5.7-кесте – $\alpha_{cc} = 0,85$ үшін орташа кернеулерді салыстыру

Бетон класы	Параболалық - тікбұрышты		Билиниялық		Жеңілдетілген тікбұрышты	
	$f_{av}, \text{МПа}$	β	$f_{av}, \text{МПа}$	β	$f_{av}, \text{МПа}$	β
C30/37	13,762	0,416	12,750	0,389	13,600	0,400
C35/45	16,056	0,416	14,875	0,389	15,867	0,400
C40/50	18,349	0,416	17,000	0,389	18,133	0,400
C45/55	20,643	0,416	19,125	0,389	20,400	0,400
C50/60	22,937	0,416	21,250	0,389	22,667	0,400
C55/67	23,194	0,393	22,098	0,374	23,930	0,390
C60/75	23,582	0,377	22,872	0,363	25,033	0,390

Кернеулердің билиниялық эпюрасы:

$$f_{av} = f_{cd} \times \left(1 - 0,5 \times \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right) \quad (5.26)$$

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu3}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c3}^2}{6}}{\varepsilon_{cu3}^2 - \frac{\varepsilon_{cu3} \times \varepsilon_{c3}}{2}} \quad (5.27)$$

Кернеулердің жеңілдетілген тікбұрышты эпюрасы:

$$f_{av} = \lambda \times \eta \times f_{cd} \quad (5.28)$$

$$\beta = \lambda/2 \quad (5.29)$$

5.1.8 Көп осьті сығымдау кезіндегі бетон

5.1.8.1 Бетонның көп осьті сығымдалуы кезінде әлдеқайда жоғары беріктікке және салыстырмалы деформациялардың әлдеқайда жоғары шектік мәндеріне қол жеткізіледі. Жобалау кезінде материалдың басқа негізгі сипаттамалары өзгеріссіз ретінде қарастырылуы мүмкін.

5.1.8.2 [3.1.9.(2)] Егер әлдеқайда дәл деректер болмаса, онда кернеу мен салыстырмалы деформация арасындағы тәуелділік пайдаланылуы мүмкін, бұл графикалық тұрғыда беріктіктің және салыстырмалы деформациялардың жоғары мәндерімен 5.7-Суретте көрсетілген (салыстырмалы деформациялар оң ретінде келтірілген):

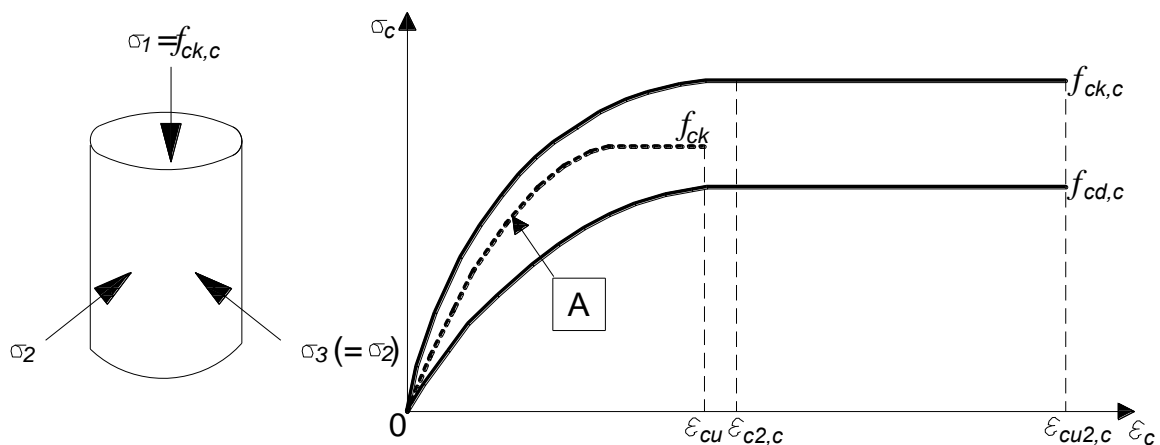
$$\sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \text{ үшін } f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1,000 + 5,0 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \quad (5.30)$$

$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} \text{ үшін } f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1,125 + 2,5 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \quad (5.31)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \times \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2, \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}}, \quad (5.33)$$

мұнда $\sigma_2 (= \sigma_3)$ көлденең деформацияларды шектеу (мысалы, арматурамен жанама күшейтумен) нәтижесінде көтергіш қабілет бойынша шектік күйде сығымдаудың тиімді көлденең кернеулері болып табылады, ал салыстырмалы деформациялардың ε_{c2} және ε_{cu2} мәндерін 5.1-Кесте бойынша қабылдау керек. Көп осьті сығымдау тұйық қамыттарды немесе көлденең байланыстарды орнату арқылы құрылуы мүмкін, олар бетонның көлденең кеңеюі нәтижесінде иілімділікке қол жеткізеді.



A — сығымдау кезінде көп осьті кернеу болмайды

5.7-сурет — Көп осьті сығымдау кезінде кернеу мен салыстырмалы деформация арасындағы тәуелділік (көлденең деформацияларды шектеумен бетон)

5.1.8.3 Темірбетон элемент үш осьті кернеу күйінде болған жағдайларда сығымдау кезінде беріктіктің және ең үлкен жол берілетін деформацияның шектік шамаларының ұлғаюына рұқсат етіледі. Осындай сығымдау қамыттармен алдын ала кернеудің көмегімен қол жеткізілуі мүмкін. Бұл қамыттарды ұсынылатын орнату бетонның мерзімінен бұрын бұзылуынсыз сығымдауға әкелетіндігінің сынақ нәтижелерімен растау кезінде мүмкін болады. Жалпы жағдайда, бұл ереже бүгілуге және бойлық күшке есептеулер үшін пайдаланылмайды.

5.2 Арматуралық болат

5.2.1 Арматураға қойылатын талаптар

5.2.1.1 Арматураның негізгі беріктік көрсеткіші созылуға беріктігі бойынша арматураның класы болып табылады. Арматураның класы мемлекеттік стандарттардың талаптарына немесе арматураға техникалық шарттарға сәйкес орнатылатын аққыштықтың физикалық немесе шартты шегінің кепілденген (жарамсыздыққа шығарылатын) мәніне жауап береді.

5.2.1.2 Аққыштық шегі бойынша сипаттамалардан басқа, арматураның әрбір класына сонымен қатар ажырауға уақытша кедергі және ажыраудан кейін салыстырмалы біркелкі ұзарту мәндері сәйкес келеді.

5.2.1.3 Одан басқа, арматураға тиісті стандарттар бойынша анықталатын, қосымша сапа көрсеткіштері бойынша талаптар қойылады:

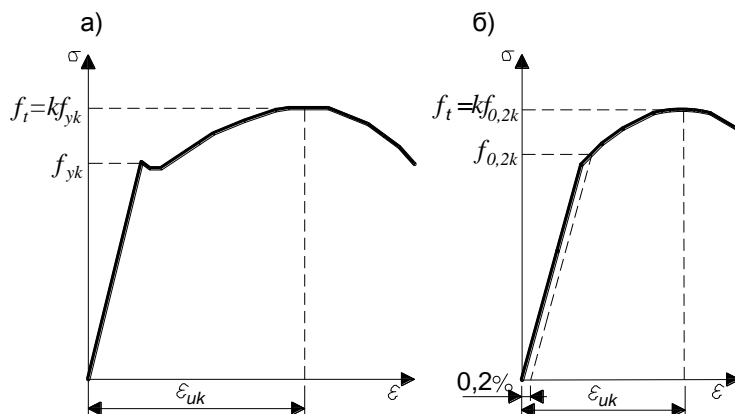
- дәнекерленуі;
- тоттануға төзімділік;
- иілімділік;
- релаксациялық тұрақтылық;
- тозуға беріктігі;
- суыққа төзімділігі.

5.2.1.4 Көпірлердің темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде арматура сапасының қосымша көрсеткіштерін есептеулердің талаптарына, пайдалану шарттарына және қоршаған ортаның әртүрлі әсерлеріне сәйкес орнатады .

5.2.2 Икемділік (өзгергіштік) сипаттамалары

5.2.2.1 Арматура аққыштық шегіне созылуға беріктіктің қатынасымен $(f_t / f_y)_k$ және максималды жүктеме ε_{uk} кезінде салыстырмалы ұзарумен анықталатын жеткілікті түрдегі өзгергіштікке ие болуы тиіс.

5.8-Суретте ыстықтай тапталған және суықтай тартылған болаттар үшін «кернеу – салыстырмалы деформация» деформациялау диаграммалары келтірілген.



5.8-Сурет — Арматуралық болаттарға арналған күйдің диаграммалары:
а — ыстықтай тапталған болат үшін; б — суық тартылған болат үшін

ЕСКЕРТПЕ Арматуралық болат үшін үш беріктік класы (А, В және С) ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 С Қосымшасында келтірілген. Сонда $k = (f_t / f_y)_k$ қатынасының және ε_{uk} шектік салыстырмалы деформацияларының мәндері келтірілген. Ұсынылатын кластар – В және С.

С Қосымшасында мазмұндалған арматуралық болаттардың икемділігіне қойылатын талаптар 5.8-Кестеде келтірілген.

5.8-кесте – Арматуралық өзектер және сымдар үшін икемділік кластары

Арматуралық болат класы	Күштің максималды мәніндегі сипаттамалық салыстырмалы деформация, ε_{uk}	Минималды мән $k = (f_t / f_y)_k$
A	$\geq 2,5\%$	$\geq 1,05$
B	$\geq 5\%$	$\geq 1,08$
C	$\geq 7,5\%$	$\geq 1,15 < 1,35$

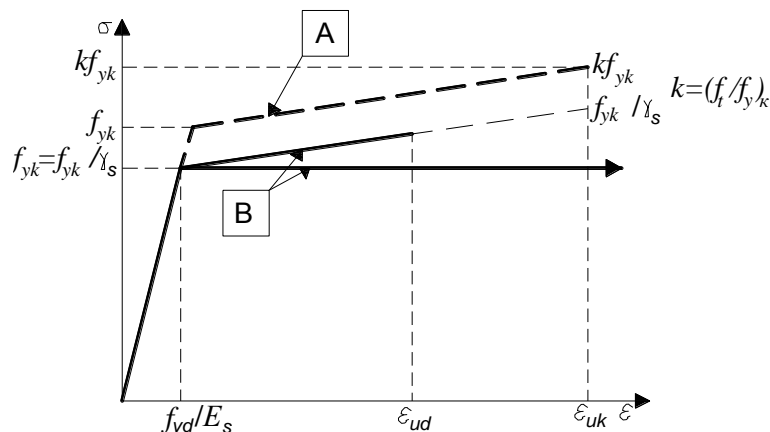
5.2.3 Есептік алғышарттар

5.2.3.1 Конструкцияда арматураның қажетті мөлшері тән қималарды есептеумен немесе конструктивті түрде орнатылады.

5.2.3.2 [3.2.7(2)] Есептеу сипаттамалық мәндер бойынша анықталған есептік кедергілердің және арматураның көлденең қимасының номиналды ауданы мәндерінің негізінде орындалуы тиіс. Әдеттегі жобалау кезінде келесі жорамалдардың бірі қабылдануы мүмкін (5.9-сурет):

а) деформация диаграммасы ε_{ud} шектік салыстырмалы деформациямен және ε_{uk} кезінде $k \times f_{yk} / \gamma_s$ максималды кернеумен жоғарғы көлбеу тармаққа ие, мұнда $k = (f_t / f_y)_k$;

б) деформация диаграммасы шектік салыстырмалы деформацияны шектеусіз көлденең жоғарғы тармаққа ие.



5.9-сурет — Арматура күйінің мінсіз (А) және есептік (В) диаграммалары (созуға және сығымдауға арналған)

Жорамалы кезінде шектік салыстырмалы деформацияның ұсынылатын мәні $0,9\varepsilon_{uk}$ тең болып қабылдануы мүмкін.

$k = (f_t / f_y)_k$ мәні 5.8-Кестеге сәйкес қабылдануы мүмкін.

Арматуралық болат тығыздығының орташа мәні 7850 кг/м^3 шамасына тең қабылдануы мүмкін. E_s серпінділік модулінің есептік мәні 200 ГПа тең қабылдануы мүмкін.

5.3 Алдын ала кернеуленген болат

5.3.1 Қасиеттері

5.3.1.1 Кернелетін арматураның әрбір жеткізілетін партиясы 5.3.1.2 тармақшаның (а)÷(г) келтірілген белгілерді бірімдес анықтау үшін қажетті барлық ақпараттан тұратын сәйкестік сертификатымен ілестірілуі тиіс. Кернелетін арматураға сәйкестік сертификатына қосымша ретінде өндірушімен өндірістік деректерге негізделген «кернеу – салыстырмалы деформация» диаграммалары берілуі тиіс.

5.3.1.2 [3.3.2(2)P] Кернеуші элементтер (сымдар, арқандар және өзектер) келесі түрде жіктелуі тиіс:

а) $0,1\%$ ($f_{p0,1k}$) қалдық ұзартылуында аққыштықтың шартты шегінің мәнімен және ($f_{pk} / f_{p0,1k}$) созылуға беріктіктің аққыштықтың шартты шегіне қатынасының мәнімен, сонымен қатар (ε_{uk}) максималды жүктеу кезіндегі ұзартумен анықталатын беріктік;

б) релаксациялық әрекет бойынша класс;

в) өлшемі;

г) үстіңгі бет қасиеттері.

5.3.1.3 Көпірлердің темірбетон конструкцияларында кернелетін арматура үшін релаксацияның үш түрі анықталған:

а) Класс 1: сым немесе арқан — қалыпты (әдеттегі) релаксация;

б) Класс 2: сым немесе арқан — төмен релаксация;

в) Класс 3: ыстықтай тапталған немесе жетілдірілген өзектер.

ЕСКЕРТПЕ СТ ҚР EN 10138 —да Класс 1 қарастырылмайды.

5.3.1.4 [3.3.2(5)] Кернелетін болаттағы релаксациядан келетін шығынды есептеу әдетте 20°C орташа температурасында созылған сәтінен 1000 сағаттан соң ρ_{1000} — релаксациядан келген шығын, (%), мәнінің негізінде жүзеге асырылады.

ЕСКЕРТПЕ ρ_{1000} мәні бастапқы кернеудің пайыздық үлесі ретінде келтіріледі және $0,7f_p$ тең болатын бастапқы кернеу үшін анықталған, мұнда f_p кернелетін болат үлгілерінің созылуына беріктіктің іс жүзіндегі шегі болып табылады. Жобалау кезінде f_{pk} созылуға беріктіктің

сипаттамалық шегі қолданылады және бұл мән кейінгі формулаларда ескерілген. ρ_{1000} үшін мәндер 5.9-Кестеде келтірілген деректерге тең болып қабылдануы мүмкін.

5.9-кесте – Кернелетін арматура үшін релаксация кластары

Класс	Кернелетін арматураның түрі	ρ_{1000} , 20 ⁰ С кезінде 1000 сағат ішінде релаксациядан келген шығындар
1	Сым немесе арқан — қалыпты (әдеттегі) релаксация	8,0 %
2	Сым немесе арқан — төмен релаксация	2,5 %
3	Ыстықтай тапталған немесе жетілдірілген өзектер	4 %

5.3.1.5 Релаксациядан болған шығындар (5.34÷5.36) Формулалары бойынша анықталатын бастапқы алдын ала кернеумен салыстыру бойынша кернеулер өзгерісінің пайыздық үлесі ретінде немесе арматура өндірушісінің сертификаттарынан қабылдануы мүмкін. (5.34) және (5.35) формулалары сәйкесінше қалыпты және төмен релаксациямен сымдар және арқандар үшін қолданылуы мүмкін, ал (5.36) формуласы ыстықтай тапталған және жетілдірілген өзектер үшін қолданылуы мүмкін

$$\text{Класс 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \times \rho_{1000} \times e^{6,7\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.34)$$

$$\text{Класс 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.35)$$

$$\text{Класс 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \times \rho_{1000} \times e^{8,0\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.36)$$

мұнда $\Delta\sigma_{pr}$ — релаксация нәтижесінде алдын ала кернеу шығындарының абсолютты мәні;

σ_{pi} — қатқан бетонға арматураны керген кезде бастапқы кернеудің абсолютты мәні $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (7.4.1.4 қараңыз); σ_{pi} — стендтің тірегіне арматураны керген кезде керу барысында туындайтын тікелей шығындарды шегерумен арматурадағы созылудың максималды кернеуіне тең, (7.4.2.1 (а) қараңыз);

t — создан кейінгі уақыт, сағат;

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk},$$

мұнда f_{pk} — кернелетін болаттың керілуі кезінде беріктік шегінің сипаттамалық мәні;

ρ_{1000} — релаксациялық шығын мәні, %, 20 °С орташа температурада керілу сәтінен кейін 1000 сағат ішінде.

Релаксациядан болған шығындар уақыттың өтуімен кернеу деңгейлерінің ауытқуына сезімтал және сондықтан бір уақытта конструкцияда орын алатын (жылжу секілді), уақытқа тәуелді шығын басқа шығындарды назарға алу арқылы азайтылуы мүмкін. Осындай шарттарда релаксацияға шығындардың азаюын анықтау әдісі СН ҚР EN 1992-1-1:2004/2011 D Қосымшасында келтірілген.

5.3-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Арқалықтарды стенділік дайындау. Қолданылатын кернелетін элементтер - 12 арқан Ø15,2мм, 1 арқанның ауданы - 139 мм². Арқандардың жалпы ауданы $A_p = 12 \times 139 = 1668 \text{ мм}^2$. Арқандардың класы 2.

$\rho_{1000} = 2,5\%$ – баяу релаксацияланатын арқандар үшін.

$\sigma_{pi} = 1365,55 \text{ МПа}$ – бірінші шығындарды ескерумен арқандағы орташа кернеу .

$t = 500000$ сағат (шамамен 57 жыл).

$f_{pk} = 1860 \text{ МПа}$ – кернелетін болаттың керілуі кезінде беріктік шегінің сипаттамалық мәні.

Анықтау: кернеулердің релаксациясынан келген шығын.

Шешім: (5.35) өрнегінен 2 класқа сәйкес келетін, баяу релаксиялаушы арқандар үшін кернеулердің релаксациясынан келетін шығындарды анықтаймыз:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}.$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1365,55}{1860} = 0,73$$

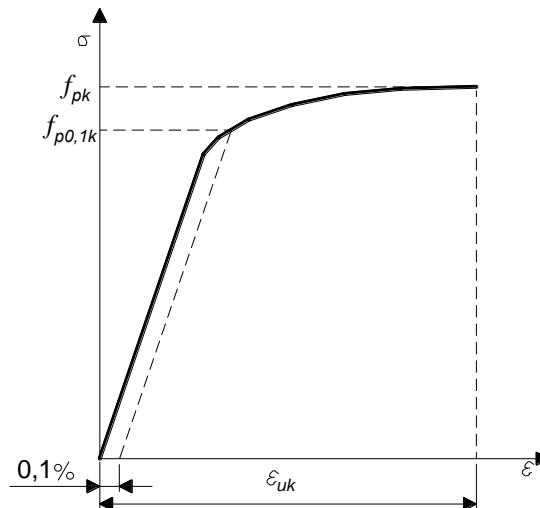
$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,73} \times \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,73)} \times 10^{-5} = 0,045 = 4,5\%$$

Жиынтық релаксация 4,5% құрайды.

5.3.2 Беріктік

5.3.2.1 Алдын ала кернеу үшін пайдаланылатын беріктігі жоғары болаттар аққыштықтың айқын көрінетін алаңқайына ие емес және сондықтан аққыштықтың шартты шегімен сипатталады. Аққыштықтың шартты шегі – бұл жүктеме алынғанда %-да қалдық деформация әрекет ететін кернеу. 0,1%, $f_{p0.1k}$ -дағы қалдық деформация кезіндегі аққыштықтың шартты шегі көлденең қиманың номиналды ауданына бөлінген жүктеменің сипаттамалық мәні ретінде анықталады (5.10-сурет).

5.3.2.2 f_{pk} ажырауға беріктік мәні осьтік керілу кезінде сипаттамалық шектік жүктемені көлденең қиманың номиналды ауданына бөлу арқылы алынады. ҚР СТ EN 10138-3 –да арматуралық арқандар үшін $f_{p0.1k}$ әдетте 86% f_{pk} құрайды. Көп деңгейде арақатынас сымдар және өзекті арматура үшін ерекшеленеді.



5.10-сурет — Кернелетін арматура үшін күй диаграммасы

5.3.3 Есептік алғышарттар

5.3.3.1 [3.3.6(1)P-3.3.6(3)] Статикалық есепті кернеуші элементтер және $f_{p0,1k}$, f_{pk} және ε_{uk} кедергілерінің сипаттамалық мәндері үшін көлденең қиманың номиналды ауданының негізінде жүргізу керек.

E_p серпінділік модулінің есептік мәні сымдар мен өзектер үшін 205 ГПа тең болып қабылдануы мүмкін. Өндіру тәсіліне байланысты іс жүзіндегі мән 195-тен 210 ГПа дейінгі шектерде болуы мүмкін. Жеткізілетін партияға ілестірме құжаттарға серпінділік модулінің іс жүзіндегі мәнін көрсететін сертификат қосылуы тиіс.

E_p серпінділік модулінің есептік мәні арқандар үшін 195 ГПа тең болып қабылдануы мүмкін. Өндірістің тәсіліне байланысты серпінділік модулінің іс жүзіндегі мәні 185-тен 205 ГПа дейінгі аралықта болуы мүмкін. Жеткізілетін партияға ілестірме құжаттарға серпінділік модулінің іс жүзіндегі мәнін көрсететін сертификат қосылуы тиіс.

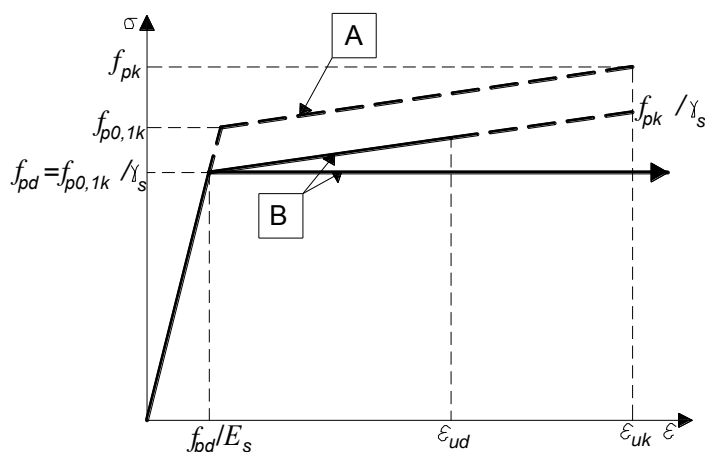
5.3.3.2 Жобалау кезінде кернелетін арматураның орташа тығыздығын 7850 кг/м³ тең етіп қабылдауға болады. Кернелетін арматура үшін температуралардың аралығы минус 40 °С-тан плюс 100 °С дейінгі аралықта қабылданады.

f_{pd} болаттың есептік кедергісін $f_{p0,1k} / \gamma_s$ қатынасы ретінде қабылдау керек. (5.11-суретті қараңыз).

Элементтердің көлденең қималарының беріктігін есептеген кезде келесі болжамдардың бірі қабылдануы мүмкін (5.11-суретті қараңыз):

- күйдің диаграммасы ε_{ud} шектік салыстырмалы деформациямен көлбеу тармаққа ие;
- диаграмма салыстырмалы деформацияларды шектеусіз көлденең жоғарғы тармаққа ие.

Ұлттық қосымшаға сәйкес келесі мәндер ұсынылады: $\varepsilon_{ud} = 0,02$ және $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.



5.11-сурет — Кернелетін болат үшін күйдің мінсіз (А) және есептік (В) диаграммалары

6 ТӨЗІМДІЛІГІ ЖӘНЕ АРМАТУРАҒА АРНАЛҒАН ҚОРҒАНЫС ҚАБАТЫ

6.1 Қоршаған ортаның шарттары

6.1.1. Бетон және темірбетон конструкциялар тұратын қоршаған ортаның шарттары — бұл конструкциялар болатын химиялық және физикалық шарттар, олар механикалық әсерлерге қосымша жүреді.

6.1.2 Қоршаған орта әсерлерінің шарттары және олардың жіктемесі ҚР СТ EN 206-1-2011 негізделген 6.1-кестеде келтірілген.

6.1.3 6.1-Кестеде келтірілген қоршаған орта шарттарына қосымша келесілерді қосқанда, агрессивті немесе жанама әсерлердің белгілі бір түрлері ескерілуі тиіс:

а) келесілерден туындаған химиялық тоттану:

- қышқылдардың немесе сульфатты тұздардың ерітінділерімен (ҚР СТ EN 206-1-2011 қар.);
- бетондағы хлоридтермен (ҚР СТ EN 206-1-2011 қар.);
- күйдіргіш сілтінің және толтырғыштың реакцияларымен (ҚР СТ EN 206-1-2011 қар.).

б) келесілерден туындаған физикалық әсер:

- температуралық ауытқу;
- тозу (қажалу) (6.2.2.11 тармақшаны қар.);
- судың енуі (ҚР СТ EN 206-1-2011 қар.).

6.1.4 Темірбетон конструкциялардың қирау себептерінің ішінде кеңінен тарағаны арматураның тоттануы болып табылады. Хлоридтердің енуі жағымсыз фактор болып қызмет етеді. Қалыпты шарттарда бетонның сілтілігі жоғары ортасы метал бұйымдарды тоттанудан сақтайды. Қоршаған бетонның сілтілігі жеткілікті түрде жоғары болса да, хлоридтер бұл құбылысты жоққа шығаруы мүмкін. Бұл нашарлау әдетте, жергілікті орын алады, болат элементтердің жергілікті тоттануына әкеледі.

6.1 [4.1] кесте — Қоршаған ортаның әсер ету кластары

Класс	Қоршаған ортаның сипаттамасы	Мысалдар, болуы
1 Тоттану немесе жағымсыз әсер тәуекелінің болмауы		
X0	Арматурасыз немесе бітелген металсыз бетон үшін; мұздату-еріту, тозу (қажалу) немесе химиялық әсер ету қоспағанда, барлық шарттар. Арматурамен немесе бітелген металмен бетон үшін: өте құрғақ	Ауаның өте төмен ылғалдылығымен ғимараттардың ішіндегі бетон (ылғалдылығы реттелетін эстакада асты кеңістіктегі жылытылатын орын-жай, мысалы, мұрағаттық)
2 Карбондаумен туындайтын тоттану		
XC1	Құрғақ немесе тұрақты түрде ылғалды	Ауаның төмен ылғалдылығымен ғимараттардың ішіндегі бетон (эстакада асты кеңістіктегі жылытылатын орын-жайлар) Суға ұдайы батып тұратын бетон
XC2	Ылғалды, құрғақ болатын кездер сирек	Ұзақ уақыт су тиетін бетон беттері Іргетастардың көпшілігі
XC3	Орташа ылғалдылық	Ауаның орташа немесе жоғары ылғалдылығымен орын-жайлардағы бетон (қорап түріндегі тіреулердің ішкі қабырғалары) Жаңбырдан қорғалған, ашық ауадағы бетон Көпірлердің аралық құрылымын қосқанда, гидроокшаулаумен қорғалған бетон беттері
XC4	Ылғалдың және құрғақтың алмасып отыруы	XC2 әсерлерінің класымен қарастырылмаған, сумен түйісетін бетон беттері
3 Хлоридтерден туындаған тоттану		
XD1	Орташа ылғалдылық	Хлоридтерден тұратын, ауадағы, бетон беттері
XD2	Ылғалды, құрғақ болуы сирек	Жүзу бассейндері. Хлоридтерден тұратын техникалық сулардың әсеріне ұшырайтын бетоннан жасалған бұйымдар
XD3	Ылғалдың және құрғақтың алмасып отыруы	Хлоридтерден тұратын судың әсеріне ұшырайтын көпірлердің бөліктері. Тротуарлар Паркингтердің тақталары
XS1	Жел әкелген тұздың әсері, бірақ теңіз суымен тікелей түйіспеу	Жағалауда немесе соған жақын орналасқан құрылыстар

6.1 [4.1] –кесте — Қоршаған ортаның әсер ету кластары (жалғасы)

Класс	Қоршаған ортаның сипаттамасы	Мысалдар, болуы
4 Теңіз суының хлоридтерінен туындаған тоттану		
XS2	Теңіз суының астында тұрақты әсер	Теңіздік құрылыстардың бөліктері
XS3	Судың көтерілу және қайту аймақтарының, шашырандылардың және суарудың әсері	Теңіздік құрылыстардың бөліктері
5 Алмакезек мұздау және еру әсері		
XF1	Мұздануға қарсы құрамдар жоқ сумен орташа қанығу	Жаңбырдың және мұздаудың әсеріне ұшырайтын бетонның тік беттері
XF2	Мұздануға қарсы құрамдар бар сумен орташа қанығу	Мұздануға қарсы құрамдардың әсеріне және мұздауға ұшыраған жол конструкциялары бетонының тік беттері
XF3	Мұздануға қарсы құрамдар жоқ сумен жоғары қанығу	Жаңбырдың және мұздаудың әсеріне ұшыраған бетонның көлденең беттері
XF4	Мұздануға қарсы құрамдар бар сумен немесе теңіз суымен жоғары қанығушылық	Мұздануға қарсы құрамдармен өңдеуге ұшыратылған жол және көпір тақашалары. Мұздануға қарсы құрамдардан тұратын судың тікелей әсеріне және мұздауға ұшыратылған бетон беттер. Мұздауға ұшыратылатын шашыранды аймағындағы теңіздік құрылыстар
6 Химиялық әсер		
XA1	ҚР СТ EN 206-1-2011, 2-кестеге сәйкес әлсіз агрессивті химиялық орта	Табиғи топырақ және жерасты сулары
XA2	ҚР СТ EN 206-1-2011, 2-кестеге сәйкес орташа агрессивті химиялық орта	Табиғи топырақ және жерасты сулары
XA3	ҚР СТ EN 206-1-2011, 2-Кестеге сәйкес күшті агрессивті химиялық орта	Табиғи топырақ және жерасты сулары

Хлоридтердің көздері ретінде әртүрлі заттар, соның ішінде жолдарға себілетін мұздануға қарсы құрамдар және теңіз суы (қоршаған теңіз ортасында) қызмет етуі мүмкін. Хлоридтердің бетонға ену жылдамдығы негізінен бетонның құрылымына және сапасына байланысты және диффузиялық үдерістердің тәуелділіктерімен сипаттала алады.

6.1.5 Бетонның сілтілігі көмірқышқыл газдың әсерінен төмендетілуі мүмкін. Үдеріс бетонның бетінде басталады және уақыт өте келе біртіндеп бетонға еніп, бетондағы сілтілі ортаны төмендетуге әкеледі. Егер карбондау үдерісі арматураның деңгейіне жететін болса, арматураның табиғи қорғалуы жоғалуы мүмкін.

6.1.6 Жобалау кезінде судың көпірлік полотнодан қуыс конструкциялардың ішіне ену мүмкіндігін ескеру қажет.

Гидроокшаулаумен қорғалатын бетон беттер үшін сыртқы әсердің ұсынылатын класы ХС3 болып қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ Бетонның құрамы арматураның қорғалуын, сонымен қатар бетонның әсерлерге кедергісін анықтайды. ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 Е Қосымшасында қоршаған ортаның белгілі бір шарттары үшін сығымдалуға бетонның беріктігінің индикативті кластары көрсетілген. Егер бұл күшпен әсер етуге есептеулер бойынша қажеттен сығымдалуға әлдеқайда жоғары беріктік класына әкелетін болса, онда осындай жағдайларда арматураның минималды мөлшерін есептеу және сызаттардың ашылу енін тексеру үшін сығымдалуға әлдеқайда жоғары беріктік класының f_{ctm} мәнін қабылдау қажет.

6.1.7 Егер мұздануға қарсы реагенттер пайдаланылса, онда жүргінші бөліктен көлденеңінен 6 м шегіндегі немесе жүргінші бөліктің астында 6 м шегіндегі барлық ашық бетон беттері осы реагенттердің тікелей әсер етуіне ұшырайтын ретінде қарастырылуы тиіс.

Одан басқа, тіректердің жоғарғы беттері температуралық жіктердің (деформациялық жіктердің) астында сонымен қатар реагенттердің тікелей әсеріне ұшырайтын ретінде қарастырылуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Мұздануға қарсы реагенттердің тікелей әсеріне ұшырайтын беттер үшін XD кластары үшін 6.4 және 6.5 Кестелерінде келтірілген бетон қабатының сипаттамаларына байланысты сыртқы әсер етудің ұсынылатын кластары XD3 және XF2 немесе XF4.

6.2. Бетонның қорғаныстық қабаты

6.2.1 Жалпы ережелер

6.2.1.1 Бетонның қорғаныстық қабаты дегенде арматураның бетінен (қамыттарды, байланысты және жұмыс арматурасын қосқанда) бетонның жақын бетіне дейінгі арақашықтық түсініледі.

6.2.1.2 Бетонның қорғаныс қабатының номиналды қалыңдығы c_{nom} жұмыс сызбаларында көрсетіледі және c_{min} минималды қалыңдық пен Δc_{dev} жобалау кезінде жол берілетін қабылданған ауытқудың жиынтығы ретінде анықталады

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

6.2.2 Қорғаныстық қабаттың c_{min} минималды қалыңдығы

6.2.2.1 c_{min} қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығы қамтамасыз етуі тиіс:

- а) арматураның және қоршаған бетонның сенімді ілінісуі;
- б) болаттың тоттанудан қорғалуы (төзімділігі);
- в) қажет болғанда тиісті отқа төзімділік.

6.2.2.2 [4.4.1.2(2)P] c_{min} бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығы ілінісуді қамтамасыз ету және қоршаған орта әсерінің ықпалынан қорғау шартынан үлкен мән ретінде тағайындалуы тиіс

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}, \quad (6.2)$$

мұнда

$c_{min,b}$ – ілінісу шарттарынан минималды қалыңдық,

$c_{min,dur}$ – қоршаған орта әсерінен қорғау шарттарынан минималды қалыңдық,

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – сенімділіктің қосымша элементі,

$\Delta c_{dur,st}$ – тот баспайтын болатты пайдаланған кезде минималды қалыңдықтың азаюы,

$\Delta c_{dur,add}$ – қосымша қорғанысты пайдаланған кезде минималды қалыңдықтың азаюы.

6.2.2.3 [4.4.1.2(3)] Бетон қоспасының ілінісуі және сапалық тығыздалуы күштерін сенімді берілуін қамтамасыз ету үшін қорғаныс қабатының минималды қалыңдығы 6.2 Кестеде көрсетілген $c_{min,b}$ кем болмауы тиіс.

6.2 [4.2]-Кесте — Бетонның арматурамен ілінісуін қамтамасыз етуге қойылатын талаптар, қорғаныс қабатының минималды қалыңдығы $c_{min,b}$,

Ілінісу шарттары	
Таратылған өзектер	Қорғаныс қабатының минималды қабаты $c_{min,b}$ ¹⁾
Жеке өзек	Өзектің диаметрі
Бірге қосылған өзектер	Балама диаметр \varnothing_n (ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 8.9.1-тармақты қар.)
¹⁾ Егер ірі толтырғыштың номиналды максималды диаметрі 32 мм асатын болса, $c_{min,b}$ 5 мм-ге ұлғайту қажет.	

ЕСКЕРТПЕ $c_{min,b}$ мәнін бетонға керу кезінде қабылдау керек:

а) дөңгелек арналар: диаметр;

б) тікбұрышты арналар: мәндердің үлкені — аз өлшемді және үлкен өлшемнің жартысы;

80 мм асатын қорғаныстық қабат дөңгелек немесе тікбұрышты арналар үшін пайдаланылмайды.

Стендідегі керілу кезінде ұсынылатын мәндер:

а) арқанның немесе тегіс сымның 1,5-еселік диаметрі;

б) бұдырлы сымның 2,5-еселік диаметрі.

6.2.2.4 Қалыпты бетондағы кернелетін арматура және болат арматура үшін минималды қорғаныстық қабат $c_{min,dur}$ қоршаған ортаның және құрылымдық кластардың әсер ету кластарына байланысты.

ЕСКЕРТПЕ Жобалық төзімділігі 50 жылды құрайтын конструкциялар үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Е Қосымшасында келтірілген бетон беріктігінің индикативті кластарын және 6.3-

Кестедегі құрылымдық кластардың қабылданған түрленуін ескере отырып, S4 құрылымдық класы ұсынылады. Ұсынылатын минималды құрылымдық класс S1 болып табылады.

6.3 [4.3N] кесте— Ұсынылатын құрылымдық жіктеме

Құрылымдық класс							
Өлшемдер	6.1-Кесте бойынша қоршаған орта әсерінің класы						
	X0	XC1	XC2 /XC3	XC4	XD1	XD2 /XS1	XD3/XS2 /XS3
Қызмет мерзімі 100 жыл	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату	Класты 2-ге жоғары- лату
Сығымдалуға беріктік класы 1), 2)	≥C30/37 Класты 1-ге төмендету	≥C30/37 Класты 1-ге төмендету	≥C35/45 Класты 1-ге төмендету	≥C40/50 Класты 1-ге төмендету	≥C40/50 Класты 1-ге төмендету	≥C40/50 Класты 1-ге төмендету	≥C45/55 Класты 1-ге төмендету
Тақталық геометриямен элемент (арматураның қалпы құрылыс үдерісіне әсер етпейді)	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету
Бетонды өндіру сапасын ерекше бақылау расталды	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету	Класты 1-ге төмендету

¹⁾ беріктік класы және су-цемент қатынасының мәні тәуелді шамалар ретінде қарастырылуы тиіс. Бетонның ерекше құрамы (цементтің типі, су-цемент қатынасы, толтырғыштар) төмен өткізгіштікті алу үшін қолданылуы тиіс.

²⁾ егер ауаның тартылуы 4 %-дан асатын болса, беріктіктің талап етілетін кластары бір класқа төмендетілуі мүмкін.

6.2.2.5 $c_{min,dur}$ үшін ұсынылатын мәндер арматуралық болат үшін 6.4-Кесте және кернелетін арматура үшін 6.5-Кесте бойынша қабылданады.

6.2.2.6 Қорғаныстық қабат $\Delta c_{dur,\gamma}$ сенімділіктің қосымша элементін ескере отырып ұлғайтылуы мүмкін. Ұлттық қосымшаға сәйкес $\Delta c_{dur,\gamma}$ нөлге тең болып қабылданады.

6.2.2.7 Тот баспайтын болатты пайдаланғанда немесе басқа ерекше шаралардың нәтижесінде минималды қорғаныстық қабат $\Delta c_{dur,st}$ мәніне азайтылуы мүмкін. Ұлттық қосымшаға сәйкес $\Delta c_{dur,st}$ нөлге тең болып қабылданады.

6.4 [4.4N] кесте – Арматуралық болаттың төзімділігін қамтамасыз ету шарттарынан минималды қорғаныстық қабат $C_{min,dur}$

миллиметрде

$C_{min,dur}$ үшін қоршаған орта талаптары							
Құрылымдық класс	6.1-кесте бойынша қоршаған орта әсерінің класы						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

6.5 [4.5N] –кесте — Кернелетін болаттың төзімділігін қамтамасыз ету шарттарынан минималды қорғаныстық қабат $C_{min,dur}$

миллиметрде

$C_{min,dur}$ үшін қоршаған орта талаптары							
Құрылымдық класс	6.1-кесте бойынша қоршаған орта әсерінің класы						
	X0	XC1	XC2 /XC3	XC4	XD1 /XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

6.2.2.8 Қосымша қорғаныспен (мысалы, жабынмен) бетон үшін қорғаныстық қабаттың минималды қалыңдығы $\Delta C_{dur,add}$ мәніне азайтылуы мүмкін. Ұлттық қосымшаға сәйкес $\Delta C_{dur,add}$ нөлге тең болып қабылданады.

6.2.2.9 Егер тұтас құймалы бетон әрекет етуші бетон элементіне (құрылыс алаңқайына қойылған құрастырмалы немесе тұтасқұймалы) салынатын болса, онда арматурадан түйіспелі бетке дейінгі бетонның қорғаныс қабатының минималды қалыңдығы азайтылуы мүмкін.

Ұсынылған азаю келесі шарттарды қадағалаған кезде ілінісуді қамтамасыз ету үшін талап етілетін мән болып табылады:

- бетон бетінің беріктік класы C25/30 төмен болмауы тиіс;
- бетон беті қоршаған ортаның әсеріне 25 күннен аса ұшыратылмауы тиіс;
- бетон беті бұдырлы болуы тиіс.

6.2.2.10 Бетонның мысалы, жалаңаш толтырғышпен тегіс емес беттері үшін минималды қорғаныстық қабат 5 мм –ге ұлғайтылуы тиіс. Егер бетонның беті мұзбен немесе су әкелетін қатты бөлшектермен абразивті тозуға ұшыратылса, онда бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығы 10 мм кем емес ұлғайтылуы тиіс.

6.2.2.11 [4.4.1.2(13)] Егер бетон тозуға (қажалуға) ұшырайтын болса, әдетте, ҚР СТ EN 206-1-2011 сәйкес толтырғышты таңдауға ерекше назар аудару керек. Балама ретінде тозуға төзімділік қорғаныс қабатын («құрбандық қабат» деп аталатын) ұлғайтқан кезде қамтамасыз етілуі мүмкін. Бұл жағдайда, әдетте, c_{min} қорғаныс қабатының минималды қалыңдығы ХМ1 тозу класы үшін k_1 -ге, ХМ2 үшін k_2 -ге және ХМ3 үшін k_3 -ке ұлғайтылуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ ХМ1 тозу класы тозудың орташа режимін білдіреді, мысалы, өнеркәсіптік алаңқайлардың элементтері үшін – автокөліктің пневматикалық шиналарға жиі әсерінен. ХМ2 тозу класы тозудың ауыр режимін білдіреді, мысалы, өнеркәсіптік алаңқайлардың элементтері үшін – пневматикалық немесе жаппай резеңке шиналарға жүктеушілердің жиі әсерінен. ХМ3 тозу класы тозудың шұғыл түрін білдіреді, мысалы, өнеркәсіптік алаңқайлардың конструктивті элементтері – шынжыр табанды көліктің эластомерлік немесе болат шиналарына жүк тиеушілердің жиі әсер етуі.

k_1 , k_2 және k_3 мәндері 5, 10 және 15 мм тең қабылданады.

6.2.2.12 Гидрофобтық қасиеттерге немесе жол киіміне ие емес автожол көпірлерінің жүру полотносының ашық бетон беттері ХМ2 үйкелу класына қатысты ретінде жіктеледі.

6.2.3 Жобалау кезіндегі жол берілетін ауытқулар

6.2.3.1 c_{min} қорғаныстық қабаттың минималды қалыңдығынан басқа, c_{nom} бетонның қорғаныстық қабатының талап етілетін номиналды қалыңдығы Δc_{dev} жол берілетін теріс ауытқудың абсолютты мәніне ұлғайтылуы тиіс Ұлттық қосымшаға сәйкес Δc_{dev} шамасы 10 мм тең қабылданады.

Δc_{dev} жол берілетін ауытқу шамасы келесі жағдайларда азайтылуы мүмкін:

- егер дайындау үдерісінде сапаны бақылау орындалатын болса, оның аясында бетонның қорғаныстық қабатының қалыңдығын өлшеу жүргізіледі, Δc_{dev} жол берілетін ауытқу шамасы азайтылуы мүмкін

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм} \quad (6.3)$$

- егер бақылау кезінде ерекше дәл өлшегіш аспаптар және сәйкес келмейтін элементтер (мысалы, құрама конструкциялар) жарамсыздыққа шығарылатын болса, онда Δc_{dev} жол берілетін ауытқудың шамасы азайтылуы мүмкін

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм} \quad (6.4)$$

6.2.3.2 [4.4.1.3(4)] Тегіс емес бетке, әдетте, қорғаныс қабатының номиналды қалыңдығына төселетін бетон үшін жалпы жағдайда жол берілетін ауытқудың жоғары

мәніне ұлғайту қажет. Жоғарылату тегіссіздікпен шартталған шамаға жүргізіледі, бірақ қорғаныс қабатының номиналды қалыңдығы дайындалған топырақ бойынша (тұтастырғышты қосқанда) бетонды төсеген кезде $k_1 = 40$ мм, , және топыраққа бетонды тікелей төсеген кезде $k_2 = 75$ мм . кем еместі құрауы тиіс. Үстіңгі беттің басқа түрлерінде, мысалы, абразивті өңдеуде немесе жалаңаштанған дөңес толтырғышпен арматураға дейін қорғаныстық қабатты сондай-ақ бұдырлықты ескере отырып 5 мм-ге ұлғайту қажет.

6.1-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Көпірдің аралық құрылымының арқалықтарын жобалау талап етіледі. Жобалау кезінде қабылданған, сығымдалуға беріктік бойынша бетон класы C35/45. Көпірдің аралық құрылымы арқалықтарының талап етілетін қызмет мерзімі 100 жыл. Аралық құрылым пайдаланылатын қоршаған орта шарттары 6.1-Кесте бойынша ХС3 әсер ету класына сәйкес келеді.

Анықтау: Көпірдің аралық құрылымы арқалықтардың құрылымдық класы.

Шешім: ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Е Қосымшасы Е.1N Кестесіне сәйкес, аралық құрылым арқалықтары бетонының класы қоршаған ортаның әсер ету класына байланысты бетонның сығымдалуға беріктігі бойынша индикативті (минималды) класынан кем болмауы тиіс. Жобалау кезінде қабылданған бетон класы C35/45 қоршаған ортаның ХС3 әсер ету класында жол берілетін бетонның индикативті C30/37 класынан асады.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Е Қосымшасында келтірілген бетон беріктігінің индикативті кластары және қоршаған ортаның әртүрлі әсер ету кластары үшін жобалық төзімділігі 50 жылды құрайтын конструкциялар үшін S4 құрылымдық класын қабылдау ұсынылады.

Аралық құрылым арқалықтарының 100 жыл пайдаланылуын қамтамасыз ету талап етілетіндігімен байланысты, ХС3 әсер ету класында 6.3-Кестеге сәйкес конструкциялардың құрылымдық класын 2 класқа жоғарылату қажет.

Аралық құрылымның арқалықтарын жобалау кезінде қабылданған бетонның класы 6.3-Кестеде келтірілген бетон класына тең болғандықтан, конструкциялардың құрылымдық класын 1 класқа төмендету қажет.

Құрылыс үдерісі аралық құрылымдар арқалықтарының жүргінші бөлігінің плитасындағы арматураның қалпына әсер етпейді және соған байланысты 6.3-Кестеге сәйкес конструкциялардың құрылымдық класын 1-класқа төмендету қажет.

Осылайша, көпірдің аралық құрылымы арқалықтарының түпкілікті құрылымдық класы S4 қабылданады.

6.2-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: 6.1-суретте тіректің тікбұрышты қимасы берілген. Тұғыр бетонының класы сығымдалуға беріктігі бойынша C35/45. Тіректің арматурамен күшейтілуі - диаметрі 28 мм болатын кернелмейтін арматура. Қоршаған ортаның әсер ету класы ХС3. Конструкцияның қызмет мерзімі 100 жылды құрайды.

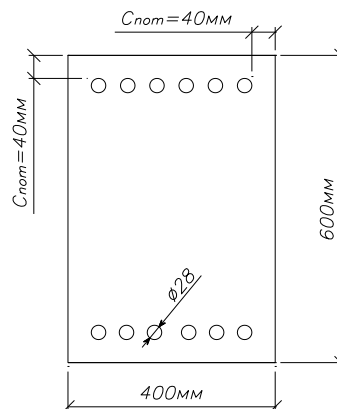
Анықтау: Бетонның қорғаныс қабатының номиналды қалыңдығы.

Шешім: Бетонның қорғаныс қабатының номиналды қалыңдығы c_{nom} жұмыстық сызбанұсқаларды көрсетілуі тиіс. Ол c_{min} минималды қалыңдықтың (6.2.2.2-тармақшаны қар.) және Δc_{dev} жобалау кезінде жол берілетін қабылданған ауытқудың жиынтығы (6.2.3.1 қар.) ретінде анықталады.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

c_{min} Қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығын ілінісуді қамтамасыз ету және қоршаған ортаның әсерінен қорғау шарттарынан үлкен мән ретінде тағайындау керек:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}$$



6.1-сурет – Тұғырдың көлденең қимасы

6.2-Кестеге сәйкес өзекті арматура үшін $c_{min,b}$ шамасы $c_{min,b} = 28$ мм өзек диаметріне тең қабылданады.

6.2.2.4 және 6.2.2.5 тармақшаларына сәйкес, өзекті арматура үшін $c_{min,dur}$ минималды қорғаныстық қабат 6.3-Кесте бойынша құрылымдық кластардың түрленуін ескере отырып 6.4-Кестеден қабылданатын құрылымдық класқа және 6.1-Кестеден қабылданатын тиісті әсер ету класына байланысты болады. Жобалық төзімділігі 50 жылды құрайтын конструкциялар үшін S4 құрылымдық класын қабылдау ұсынылады.

ХС3 әсер ету класында 6.3-Кестеге сәйкес жобалық төзімділігі 100 жылды құрағанда тұғырдық құрылымдық класын 2-класқа жоғарылату керек.

Тұғырды жобалау кезінде қабылданған, 6.3-Кестеде келтірілген бетон класы тең болғандықтан, конструкциямыздың құрылымдық класын 1 класқа төмендету қажет.

Осылайша, тұғыр үшін S5 құрылымдық класы қабылданады.

ХС3 әсер ету класында және S5 құрылымдық класында 6.4-Кестеге сәйкес жобалық төзімділікті қамтамасыз ету шарттарынан $c_{min,dur}$ минималды қорғаныстық қабат $c_{min,dur} = 30$ мм болып қабылданады.

6.2.2.6, 6.2.2.7 және 6.2.2.8 тармақшаларына сәйкес қабылданады:

$$\Delta c_{dur,y} = 0; \quad \Delta c_{dur,st} = 0; \quad \Delta c_{dur,add} = 0.$$

c_{min} минималды қалыңдығы шарттың үлкен мәні ретінде қабылданады

$$c_{min} = \max \{28; 30 + 0 - 0 - 0; 10\}$$

c_{min} минималды мәні $c_{min} = 30$ мм тең қабылданады.

6.2.3.1-тармақшаға сәйкес Δc_{dev} жол берілетін теріс ауытқу $\Delta c_{dev} = 10$ мм тең қабылданады.

Осылайша, тұғыр бетонының қорғаныстық қабатының номиналды қалыңдығы $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40$ мм құрауы тиіс.

7 КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫҢ ЕСЕБІ

7.1 Есептеулерге қойылатын жалпы талаптар

7.1.1 Темірбетон көпірлердің конструкциялары және элементтері өмірлік циклінің барлық кезеңдерінде болатын барлық әсерлерді белгіленген қауіпсіздік деңгейімен қабылдайтындай түрде жобалануы тиіс. Мақсатты тағайындалу жүйелері бола отырып, көпірлер өздеріне қойылған қалыпты пайдалану талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

7.1.2 Сенімділік үш құраушымен – қауіпсіздікпен, қалыпты пайдалануға жарамдылықпен және төзімділікпен анықталады. Құрылыс объектілері сенімділігінің негізгі көрсеткіші есептік қызмет мерзімінде есептік жүктемелердің әлдеқайда қолайсыз үйлесімдері әсер еткенде олардағы шектік күйлердің жоғарылауының мүмкін болмауы болып табылады.

7.1.3 Жобалау кезінде келесі шектік күйлерді ескеру қажет:

- шектік күйлердің бірінші тобы (ULS) – жоғарылауы құрылыс конструкцияларының көтергіш қабілетінің жоғалуына әкелетін күй (кез келген сипаттағы бұзылу – иілімдік, осал, тозу, тұрақтылықты жоғалту, пайдалану тоқтатылатын кез келген құбылыстар, мысалы, арматураның иілімдік деформациялары туралы куәландыратын сызаттардың шектен тыс ашылуы);

- шектік күйлердің екінші тобы (SLS) – жоғарылаған кезде көпірлік конструкциялардың қалыпты пайдаланылуы бұзылатын, олардың төзімділік қоры таусылатын немесе қолайлылық шарттары бұзылатын (технологиялық, конструктивтік немесе эстетикалық-психологиялық талаптардан шығара келе конструкциялардың шектік деформацияларына қол жеткізу күйі (мысалы, шектік бүгілу, бұрылыс бұрыштары), көпірлердің қалыпты пайдаланылуын бұзбайтын сызаттардың пайда болуы);

- ерекше шектік күйлер – ерекше әсерлерде және жағдайларда туындайтын және жоғарылауы катастрофалық салдарлармен құрылыстардың бұзылуына әкелетін күйлер.

7.1.4 ULS шектік күйлері бойынша есептеулерді сенімділіктің жеке коэффициенттерін пайдаланумен орындайды, SLS шектік күйлері бойынша есептеулерде – сенімділік коэффициенттері бірлікке тең қабылданады.

7.1.5 Әсер ету үшін жеке коэффициенттер жүктемелердің қиыласуы үшін ережелермен бірге көпірлер үшін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 және оған A2 Қосымшасында келтірілген. ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 [2.4.2.1 - 2.4.2.3 қар.] шөкпе

деформацияны, алдын ала кернеуді және тозбалы жүктемелерді есепке алу үшін темірбетон көпірлерді жобалау кезінде пайдалану қажет әсерлердің сипаттамалық жеке әсер ету коэффициенттерін анықтайды.

7.1.6 Темірбетон конструкциялар үшін ҚР ҚН ЕН 1990:2002+A1:2005/2011 2-Бөлімінің базалық талаптары егер келесілер бірлесіп қолданылатын болса орындалған болып саналады:

- ҚР ҚН ЕН 1990:2002+A1:2005/2011 талаптарына сәйкес жеке коэффициенттер әдісімен үйлестіргендегі шектік күйлердің әдісі;
- ҚР ҚН ЕН 1991 талаптарына сәйкес әсерлер;
- ҚР ҚН ЕН 1990:2002+A1:2005/2011 талаптарына сәйкес әсерлердің үйлесімі;
- ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/2011, ҚР ҚН ЕН 1992-2:2005/2011 бойынша беріктік, төзімділік және пайдаланушылық жарамдылық бойынша талаптар.

7.2 Геометриялық параметрлер

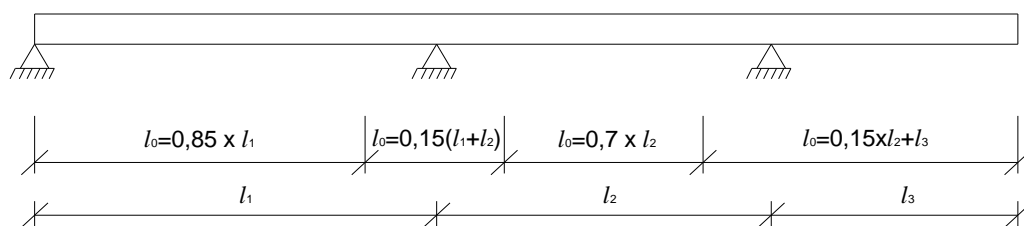
7.2.1 Сөрелердің тиімді ені (барлық шектік күйлер)

7.2.1.1 Кең сөрелерде жазық бойынша жылжу мүмкіндігі сөренің ені бойынша бүгіліс кернеудің біркелкі емес таралуына әкеледі. Бұл әсер кешігіп жылжу ретінде белгілі. Сондықтан арқалықтың қабырғасымен шектелетін сөредегі кернеу көлденең брутто қималарымен қималарды талдаудан күтілетінге қарағанда жоғары болады (материалдардың кедергі көрсету теориясына тәуелділік бойынша), ал қабырғадан алыс сөредегі кернеу азырақ болады. Бұл кешігіп жылжу бүгілу кезінде қима қаттылығының айқын жоғалуына әкеледі.

Сөреде кернеулердің іс жүзіндегі таралуын анықтау түпкілікті элементтердің әдісін пайдаланумен шешілуі мүмкін күрделі тапсырма болып табылады. Бетонның сызаттары болмаса, барлығы қарапайым. Егер бойлық арматура осінің бүгілуі және және сызаттардың пайда болуы орын алатын болса, онда қимадағы күштердің қайта бөлінуі көлденең арматураның жұмысына да байланысты болады. Осы әсерлерді сәйкес есепке алу түпкілікті-элементтік үлгіні елеулі түрде қиындатады.

7.2.1.2 Таврлық қиманың арқалықтарында тұрақты кернеу қабылдануы мүмкін сөренің тиімді ені қабырғаның және арқалық тақтасының өлшемдеріне, жүктеменің түріне, аралықтың шамаларына, сүйену және арматурамен көлденең күшейту шарттарына байланысты.

Сөренің тиімді енін, әдетте, 7.1-Суретте көрсетілгендей нөлдік сәттердің нүктелері арасындағы l_0 арақашықтық негізінде анықтау қажет.



7.1-сурет — Сөренің тиімді енін есептеу үшін l_0 анықтау

7.2.1.3 Сөренің тиімді (жұмыстық) енін анықтауға арналған ережелер басқа элементтердің сөрелері үшін, мысалы, қорапты қима арқалықтары үшін пайдаланылуы мүмкін. Кешігіп жылжу әсері сөрелердегі күштердің эпюрасы қатты өзгертін көлденең күш мәні жоғары орындарда үлкен болып табылады. Демек, тіректердегі қималар үшін жұмыс енінің мәндері аралықтың ұзындығы бойынша осындай қималардағыға қарағанда азырақ болады.

7.2.1.4 Арқалықтар бір-біріне жақын орналасқан аралық құрылымдардың типтік жиналған темірбетон арқалықтары үшін сөренің іс жүзіндегі ені тиімді (жұмыстық) енге іс жүзінде тең.

l_3 консольдің ұзындығы көрші аралықтың жартысынан азды құрауы тиіс, ал көрші аралықтардың арақатынасы $2/3$ -тен $1,5$ дейін болуы тиіс.

7.2.1.5 [5.3.2.1(3)] Таврлық және L-түріндегі арқалықтар үшін b_{eff} сөренің тиімді ені теңестіруден шығарылады

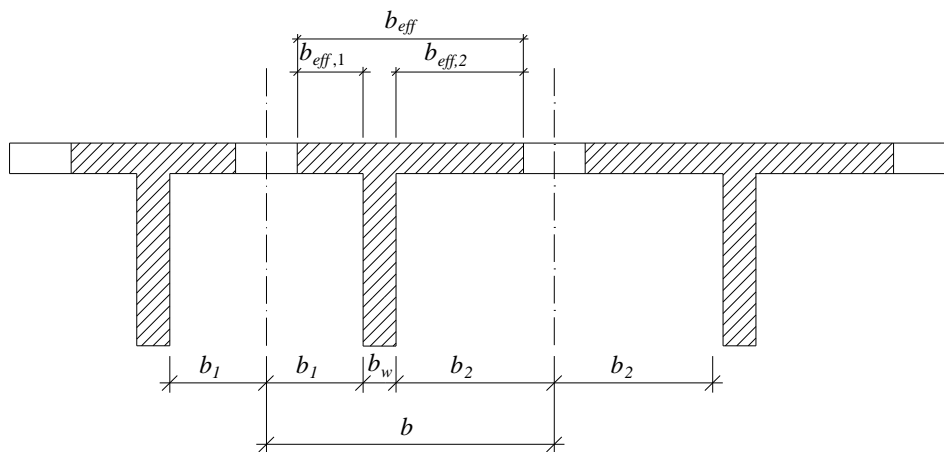
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (7.1)$$

Сонымен қатар

$$b_{eff,i} = 0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0 \leq 0,2 \times l_0 \quad \text{және} \quad (7.1a)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (7.1b)$$

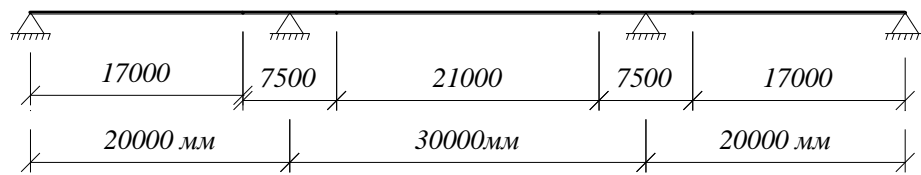
(7.1 және 7.2 суреттердегі белгілерді қараңыз)



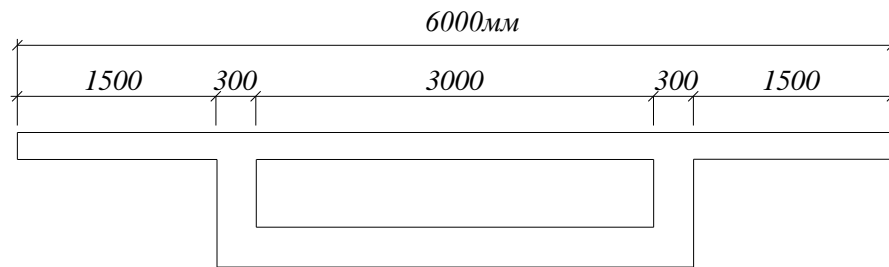
7.2-сурет — Сөренің тиімді енінің параметрлері

7.1-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: тұтас аралық құрылым берілген. Көлденең қиманың биіктігі тұрақты. Құрылым аралықтарының ұзындығы және көлденең қима 7.3 және 7.4 суреттерде көрсетілген.



7.3-сурет – Аралық құрылым тәсімі



7.4-сурет – Аралық құрылымның көлденең қимасы

Анықтау: Екінші аралықтың ортасындағы және №2 тіректегі аралық құрылым тақтасының тиімді ені

Шешім:

1 Екінші аралықтың ортасында аралық құрылым тақтасының тиімді енін анықтау

Тиімді ені физикалық енінен аса алмайды $b = 1500 + 300 + \frac{3000}{2} = 3300 \text{ мм}$. Егер әрбір учаскедегі физикалық ендердің жоғарыламауын бақылау орындалатын болса, бұл автоматты түрде алынады.

7.1 және 7.3 Суреттерге сәйкес формула бойынша l_0 анықтаймыз

$$l_0 = 0,7 \times l_2 = 0,7 \times 30000 = 21000 \text{ мм}$$

(7.1a) Формула бойынша аралық құрылым тақтасы консолінің тиімді енін анықтаймыз:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \times 1500 + 0,1 \times 21000 = 2400 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 21000 = 4200 \text{ мм}$$

$$b_{\text{eff},i} = 2400 \text{ мм} > b_i = 1500 \text{ мм}$$

(7.1b) шарты орындалмайтындықтан, $b_{\text{eff},i} = 1500 \text{ мм}$ қабылдаймыз.

(7.1a) Формула бойынша қораптың қабырғалары арасындағы тақта учаскесінің тиімді енін анықтаймыз:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \times \frac{3000}{2} + 0,1 \times 21000 = 2400 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 21000 = 4200 \text{ мм}$$

$$b_{\text{eff},i} = 2400 \text{ мм} > b_i = 1500 \text{ мм}$$

(7.1b) шарты орындалмайтындықтан $b_{\text{eff},i} = 1500 \text{ мм}$ қабылдаймыз.

Тақтаның толық тиімді енін анықтаймыз

$$b_{\text{eff},i} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 1500 + 1500 + 300 = 3300 \text{ мм} \leq b = 3300 \text{ мм}$$

Шарт орындалды.

2 2-тіректегі аралық құрылым тақтасының тиімді енін анықтау

Келесі формула бойынша l_0 анықтаймыз

$$l_0 = 0,15 \times (l_1 + l_2) = 0,15 \times (30000 + 20000) = 7500 \text{ мм}$$

(7.1a) формуласы бойынша аралық құрылым тақтасы консолінің тиімді енін анықтаймыз:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times 1500 + 0,1 \times 7500 = 1050 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 1500 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 1050 \text{ мм} < b_i = 1500 \text{ мм}$$

Қораптың қабырғалары арасындағы тақта учаскесінің тиімді енін осылайша анықтаймыз:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times \frac{3000}{2} + 0,1 \times 7500 = 1050 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 1500 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 1050 \text{ мм} < b_i = 1500 \text{ мм}$$

Сонда тақтаның толық тиімді ені құрайды:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 1050 + 1050 + 300 = 2400 \text{ мм} \leq b = 3300 \text{ мм}$$

Шарт орындалды.

7.3 Осьтік жүктеме кезіндегі екінші қатардағы әсерлерді есептеу

7.3.1 Анықтамалар

Екі осьті бүгіліс: екі басты осьтерді бойлай бір мезгілде бүгіліс.

Ажыратылған элементтер немесе жүйелер: есептеу және жобалау кезінде конструкцияның жалпы көлденең тұрақтылығына жағдай жасамайтындығы қабылданған конструктивті элементтер немесе қосымша жүйелер.

Бойлық бүгіліс кезінде тұрақтылықты жоғалту: көлденең жүктемесіз бойлық күш басым әсер еткен кезде элементтің немесе конструкцияның тұрақсыздығы салдарынан бұзылу.

ЕСКЕРТПЕ Шынайы көтергіш конструкцияларда жоғарыда анықталған «бойлық бүгіліс кезінде тұрақтылықты жоғалту» анықтаушы шектік күй болып табылмайды, өйткені бір мезгілде жетілмеушіліктер мен көлденең жүктемелер ескеріледі, бірақ номиналды критикалық жүктеме екінші қатардағы әсерлерді есептеу үшін кейбір әдістерде параметр ретінде пайдаланылуы мүмкін.

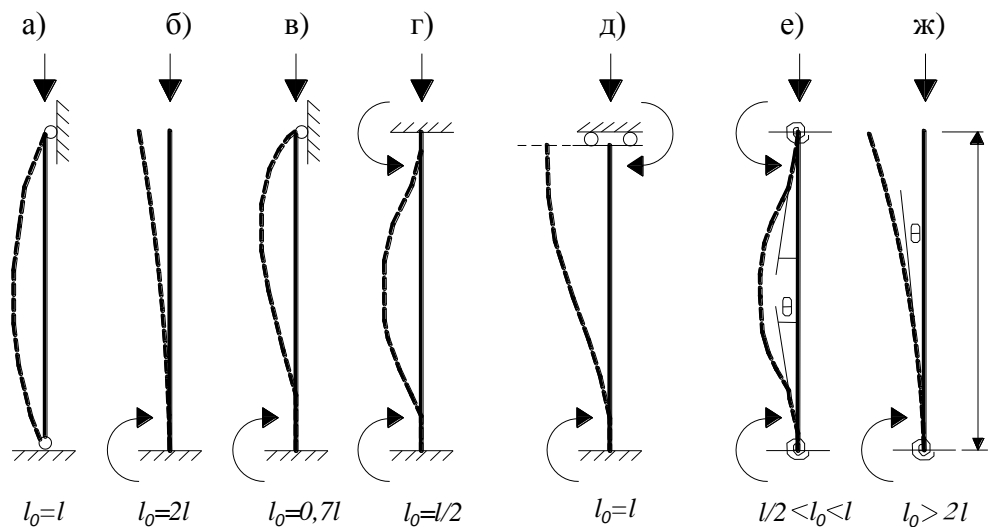
Критикалық бойлық жүктеме: бойлық бүктеліс кезінде тұрақтылық жоғалатын жүктеме; жекелеген серпінді элементтер үшін ол Эйлер жүктемесінің синонимы болып табылады.

Есептік ұзындық: ауысулардың қисық сызығы пішінін есепке алу үшін пайдаланылатын ұзындық. Ол сонымен қатар бойлық бүктеліс аймағының ұзындығы,

яғни нақтылы элемент ретінде критикалық бойлық жүктемеге және осындай көлденең қималарға ие тұрақты бойлық күшпен тұғырдың ұштары бойынша топсамен бекітілген ұзындығы ретінде анықталуы мүмкін.

Бірінші қатар әсерлері: конструкция деформациясының ықпалын ескерусіз, бірақ геометриялық жетілмеушіліктерді ескере отырып есептелетін әсерлерден болатын салдарлар.

Жеке (жеке тұрған) элементтер: расымен де жеке орналасқан элементтер немесе есептеу барысында жеке тұрушы ретінде қарастырылатын конструкция элементтері. Әртүрлі шектік шарттармен жекелеген элементтердің мысалдары 7.5-суретте келтірілген.

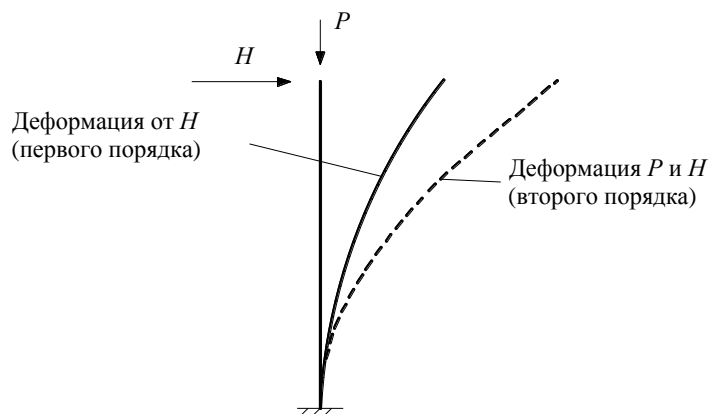


7.5-сурет — Тұрақтылықты жоғалтудың әртүрлі пішіндерінің мысалдары және жеке тұрған элементтер үшін сәйкес келетін есептік ұзындық

Екінші қатар әсерлерін ескерумен номиналды мезет: белгілі бір есептеу әдістерінде пайдаланылатын, көлденең қиманың шектік кедергісіне жауап беретін жалпы мезетті беретін екінші қатар әсерлерін ескеретін мезет.

Екінші қатар әсерлері: конструкцияның деформациясымен шартталған, әсерлер болатын қосымша салдарлар.

7.3.1.1 Екінші қатар әсерлерінің табиғаты – бірінші қатардың деформациялары өз кезегінде деформациялардың әрі қарай ұлғаюына әкелетін осьтік күштерден туындаған қосымша мезеттерге әкеледі. Қарапайым жағдай – бұл 7.6-суретте көрсетілгендей, жоғарғы бөлікте әрекет ететін осьтік және көлденең күштермен консольдік тірек. Екінші қатардың әсерлерін осы қосымша ақпаратты ескеретін екінші қатарды талдау арқылы есептеуге болады.



7.6-сурет – Көлденең жүктемемен бастапқыдағы тегіс тіректерге арналған деформация

7.3.2 Екінші қатардың әсерлері үшін жеңілдетілген өлшемдер

7.3.2.1 Жекелеген элементтер үшін икемділік өлшемдері

7.3.2.1.1 Екінші қатардағы әсерлерді анықтау мақсатында жеңілдетілген әдістерді пайдаланған кезде икемділікті анықтау үшін (екінші қатарлық линиясыз компьютерлік талдаусыз) есептік ұзындық тұжырымдамасы қолданылуы мүмкін, ал алынған икемділік екінші қатар әсерлерін анықтаған кезде пайдаланылуы мүмкін.

7.3.2.1.2 Егер λ икемділігі λ_{lim} белгілі бір мәнінен аз болса, екінші қатардың әсерлері ескерілмеуі мүмкін. Икемділіктің ұсынылатын мәнін анықтау керек

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}, \quad (7.2)$$

мұнда $A = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef}}$ - егер φ_{ef} мәні белгісіз болса, A 0,7-ге тең қабылданады;

$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega}$ - егер ω мәні белгісіз болса, B 1,1-ге тең қабылданады;

$C = 1,7 - r_m$ - егер r_m мәні белгісіз болса, C 0,7-ге тең қабылданады;

Егер элементтің ұштарындағы M_{01} және M_{02} мезеттері екі жағынан да керіліс беретін болса, онда r_m мәні оң ретінде қабылданады (яғни $C \leq 1,7$), екінші жағдайда — теріс ретінде қабылданады (яғни $C > 1,7$).

φ_{ef} — жылжудың тиімлі коэффициенті, 7.3.3.1-тарма, Формула (7.7) қараңыз;

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} \times \varepsilon \quad \begin{matrix} H \text{ деформациясы} \\ \text{(бірінші қатар)} \end{matrix} \quad \text{әйтудің механикалық} \quad \begin{matrix} P \text{ және } H \\ \text{деформациясы} \\ \text{(екінші қатар)} \end{matrix};$$

A_s — бойлық арматураның жалпы ауданы;

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad \text{— салыстырмалы бойлық күш.}$$

7.3.2.1.3 Осьтік күш, демек n , неғұрлым көп болған сайын, берілген қима элементі де соғұрлым екінші қатар әсерлерінің дамуын қабылдағыш болады, бұл шектік икемділіктің

төменірек бола түсетіндігін білдіреді. Әлдеқайда жоғары шектік икемділік келесілерде қол жеткізілуі мүмкін:

а) жылжу елеусіз (өйткені бұл жағдайда сығымдалған элементтің бетон учаскесінің қаттылығы жоғары болады);

б) арматурамен күшейтудің жоғары пайызы (өйткені бұл жағдайда элементтің жалпы қаттылығы сызат түзу себепті төмендеуге аз ұшырайтын болады);

с) бірінші қатардың мол орналасуы екінші қатардың максималды мезетінің орнымен сәйкес келмейді.

7.3.2.1.4 r_m параметрі келесі қатынастан анықталады

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (7.3)$$

M_{01} , M_{02} — бірінші қатар әсерлерін ескеретін элементтің ұштарындағы бүгіліс сәттері. Мезеттерді белгілеген кезде $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ болуы шамаланады.

Келесі жағдайларда r_m мәні 1,0-ге тең болып қабылданады:

— тек бірінші қатар әсерлерінің нәтижесінде немесе көбінесе жетілмегендік немесе көлденең жүктеме нәтижесінде мезеттер туындайтын нығайтылған элементтер үшін;

— жалпы нығайтушы элементтер үшін.

7.3.2.1.5 [5.8.3.1(2)] Екі осьті бүгіліс жағдайы үшін икемділік өлшемін әрбір бағытта жеке тексеру қажет. Осы тексерудің нәтижесіне байланысты екінші қатар әсерлері:

а) екі бағытта да ескерілуі мүмкін;

б) бір бағытта ескерілуі тиіс немесе

с) екі бағытта да ескерілуі тиіс.

7.3.2.2 Жекелеген элементтер үшін икемділік және есептік ұзындық

7.3.2.2.1 [5.8.3.2(1)] Икемділік келесі формула бойынша анықталады $\lambda = \frac{l_0}{i}$, (7.4)

мұнда l_0 — элементтің есептік ұзындығы,

i — сызаттарсыз бетон қимасына арналған инерция радиусы.

7.3.2.2.2 [5.8.3.2(3)] Тұрақты рамалардың сығымдалған элементтері үшін икемділік өлшемі келесі түрмен анықталған l_0 есептік ұзындықты ескере отырып тексерілуі тиіс:

— нығайтылған элементтер үшін (7.5е суретті қараңыз)

$$l_0 = 0,5l \times \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \times \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}; \quad (7.5a)$$

— нығайтылмаған элементтер үшін (7.6ж суретті қараңыз):

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \times \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}, \quad (7.5b)$$

мұнда k_1 , k_2 — сәйкесінше 1 және 2 ұштарында бұрылып кетпеуге бекітудің салыстырмалы иілгіштігінің мәндері;

$$k = \frac{\theta}{M} \times \frac{EI}{l},$$

мұнда θ — M бұгуші сәттегі нығайтушы элементтің бұрылу бұрышы, сонымен қатар 7.5е және 7.5ж суреттерді қараңыз;

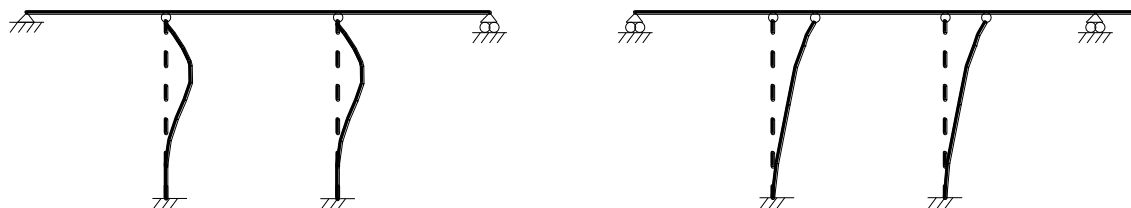
EI — сығымдалған элементтің иілгіш қаттылығы;

l — ұштардың бекітпелері арасындағы сығымдалған элементтің ұзындығы.

ЕСКЕРТПЕ $k = 0$ — бұрылудан сақтайтын қатты бекіту үшін теориялық шек болып табылады, ал $k = \infty$ бұрылыстан бекітудің толық болмауында шек болып табылады. Тәжірибеде бұрылудан сақтайтын толық бекіту кездеспейтіндіктен, k_1 және k_2 үшін минималды мәнді 0,1-ге тең етіп қабылдау ұсынылады.

7.3.2.2.3 Егер икемділігі себепті шартты окшауландырылған ретінде қарауға болмайтын болса, есептік ұзындықтар сонымен қатар рамалық көпірлердің тіреуіштері үшін алынуы мүмкін. Бұл жағдайда критикалық күш, демек, тіреуіштердің кез келгенінің есептік ұзындығы басқа тіреуіштердің жүктемесіне және геометриясына байланысты. Барлық тіреуіштер өзара әрекеттесуге әсер ете алады және қатты емес ретінде әрекет ете алады (7.7б сурет).

Әлдеқайда қатты бір тірек немесе тіреу (7.7а-сурет) көлденең қозғалудың алдын алғанда, басқа тіректерді оңайлату үшін бөлек ретінде қарастыруға жол беріледі, ал келесі түрде есептік ұзындықты алу үшін қатты емес тіректерді есептеу әдісін қолдануға болады: жүктемелерді барлық тұғырларға жүктейді, содан кейін көздеген тіректі қамтитын тұрақтылықты жоғалту пішіні табылғанға дейін барлық жүктемелерді барабар ұлғайтады. Содан кейін N_b бойлық бүгіліс кезінде осы тіректегі осьтік жүктеме ретінде қабылданады [2].



(а) жекелеген тіректердің (қатты) бойлық бүгілісі

(б) Бүйіріне қисайғандағы толық бойлық бүгіліс

7.7-сурет – Қатты және қатты емес тіректер

7.3.2.2.4 7.3.2.2.2-де, мысалы, айнымалы бойлық күшпен және/немесе көлденең қималы элементтерде мазмұндалған жағдайлардан ерекшелігі критикалық бойлық күшке негізделген есептік ұзындықпен 7.3.2.1 бойынша өлшемді (мысалы, сандық әдіспен анықталған) тексеру керек

$$l_0 = \pi \times \sqrt{\frac{EI}{N_b}}, \quad (7.6)$$

мұнда EI — сәйкес келетін бүгілу қаттылығы;

N_b — критикалық бойлық күш, EI осы мәнге қатысты болады ((7.3) формуласында, әдетте, i — ді EI мәнімен арақатынасын белгілеу керек).

Көлденең элементтерден нығайтушы әсер β коэффициентімен элементтердің есептік ұзындығын анықтау кезінде ескерілуі мүмкін. β коэффициенті элементтердің тірелу шарттарына байланысты болады.

7.3.2.2.5 Егер тораптағы аралық сығымдалған элемент (тұғыр) тұрақтылықты жоғалту кезінде бұрылысқа әсер етуі мүмкін болса, онда (EI/l) к анықтаған кезде $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$ ауыстыру керек, бұл жағдайда а және б түйіннің үстіндегі және астындағы сығымдалған элементтерге (тұғырларға) жатады.

Есептік ұзындықты анықтаған кезде нығайтушы элементтердің қаттылығын сызаттар түзілмейтін жағдайларды қоспағанда, сызаттардың түзілуін ескере отырып анықтау керек.

7.3.3 Жылжу

7.3.3.1 Жылжу деформацияны күшейтеді, сондықтан екінші қатарды талдаған кезде жылжу әсерінің ескерілуі талап етіледі. Дәл есепті орындау үшін жүктемелердің әрбір үйлесімі үшін «кернеу-деформация» тәуелділігі қажет. Осы проблеманы шешуге тек квазитұрақты жүктемелерден тиісті мәндер бойынша толық есептік жүктемемен бірге пайдаланылатын, φ_{ef} жылжу коэффициентінің тиімді мәнін анықтау арқылы қол жеткізіледі.

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \quad (7.7)$$

мұнда:

$\varphi(\infty, t)$ — 5.1.4 бойынша жылжудың шектік сипаттамасы;

M_{0Eqp} — жүктемелердің квазитұрақты үйлесімінде бірінші қатар әсерін ескерумен бүгілу сәті (пайдаланушылық жарамдылық бойынша шектік күй (SLS));

M_{0Ed} — жүктемелердің есептік үйлесімінде бірінші қатар әсерін ескерумен бүгілу сәті (көтергіш қабілет бойынша шектік күй (ULS)).

ЕСКЕРТПЕ φ_{ef} бүгілу сәттерінің M_{0Eqp} және M_{0Ed} толық мәндері бойынша анықталуы мүмкін, бірақ бұл $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t)$ кезінде квазитұрақты жүктеменің әсер етуінде тұрақтылықты тексеруді және жүйелі итерациялардың орындалуын талап етеді.

7.3.3.2 [5.8.4(3)-5.8.3.4(4)] Егер M_{0Eqp} / M_{0Ed} қатынасы элементте немесе конструкцияда өзгертін болса, онда ол максималды мезетпен көлденең қима үшін есептелуі мүмкін немесе репрезентативті орташа мән қолданылуы мүмкін.

Егер келесі үш шарт орындалатын болса, жылжудың әсері ескерілмейді, яғни $\varphi_{ef} = 0$;

$$\varphi(\infty, t) \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h.$$

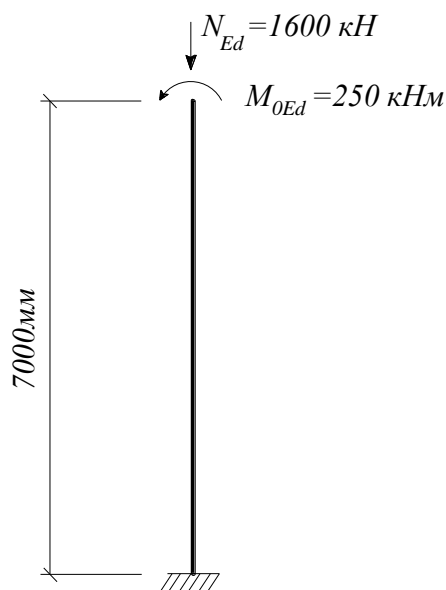
Сонымен бірге M_{0Ed} бірінші қатар әсерін ескере отырып анықталған мезет болып табылады, ал h — тиісті бағытта көлденең қиманың биіктігі болып табылады.

ЕСКЕРТПЕ Егер шарттар тек ішінара орындалатын болса, онда екінші қатардың әсерлерін және жылжуды ескеру керек, бұған келесі жағдайлар жатпайды

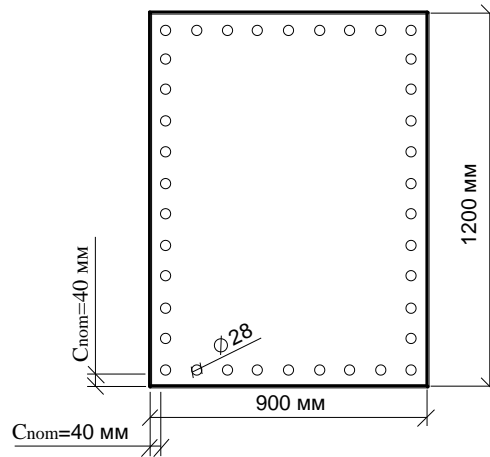
$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} \geq 0,25$$

7.2-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Тірек тұғырының есептік тәсімі және оның көлденең қимасы 7.8 және 7.9 Суреттерде көрсетілген. С 35/45 класты бетон. Ауаның салыстырмалы ылғалдылығы RH 80%.



7.8-сурет – Тірек тұғырының есептік тәсімі



7.9-сурет – Тірек тұғырының көлденең қимасы

$E_{cm} = 34 \text{ ГПа}$ — С 35/45 класты бетонның серпінділік модулі

$I_c = 1,296 \times 10^{11} \text{ мм}^4$ — тірек тұғырының бетон қимасының инерция сәті

$A_s = 23386,72 \text{ мм}^2$ — бойлық арматураның жалпы ауданы

$\theta/M = 7 \times 10^{-12} \text{ рад/кН} \times \text{м} = 7 \times 10^{-15} \text{ рад/Н} \times \text{м}$ — бүгілу кезінде нығайтқыш элементтің бұрылу бұрышы.

$M_{0Eqp} = 221 \text{ кН} \times \text{м}$ — мезеттің сипаттамалық мәні (SLS, (серпінді кезеңдегі) екінші қатардың талдауын ескерусіз);

$M_{0Ed} = 250 \text{ кН} \times \text{м}$ — мезеттің есептік мәні (ULS, (серпінді кезеңдегі) екінші қатардың талдауын ескерусіз);

$N_{Ed} = 1600 \text{ кН}$ — бойлық күштің есептік мәні.

$f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$ — арматураның аққыштығының есептік шегі;

$f_{cd} = 19,83 \text{ МПа}$ — осьтік сығымдау кезіндегі бетонның беріктік шегінің есептік мәні.

$t_0 = 30 \text{ тәул}$ — жүктемені салу уақыты

Анықтау:

- 1 Тірек тұғырының еркін ұзындығы
- 2 Тірек тұғырының икемділігі.
- 3 Тірек тұғырына арналған икемділіктің шектік мәні.

Шешім:

1 Тірек тұғырының еркін ұзындығын анықтау

7.3.2.2.2 сәйкес жоғарғы және төменгі бөліктерде нығайтуды ескерумен элементтің бос ұзындығын анықтауды орындаймыз

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1} \right) \times \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2} \right) \right\}$$

k_1 және k_2 коэффициенттерін анықтаймыз

$$k_1 = \frac{\theta}{M} \times \frac{E_{cm} \times I_c}{l} = \frac{7 \times 10^{-15} \times 34 \times 10^3 \times 1,296 \times 10^{11}}{1000 \times 7000} = 4,41 \times 10^{-6}$$

$k_2 = \infty$ — нұсқауларға сәйкес

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{4,41 \times 10^{-6} \times \infty}{4,41 \times 10^{-6} + \infty}}; \left(1 + \frac{4,41 \times 10^{-6}}{1 + 4,41 \times 10^{-6}} \right) \times \left(1 + \frac{\infty}{1 + \infty} \right) \right\}$$

$$l_0 = l \times \max \{1, 0; 2, 0\}$$

$$l_0 = 2,0 \times l = 14,0 \text{ м}$$

$$14,0 \text{ м} = 2 \times l = 14,0 \text{ м}$$

Осы мысал үшін бос ұзындық коэффициенті абсолютты қатты қысылу кезінде 7,5 б) тәсім бойынша коэффициентке шамамен тең болады.

$$l_0 = 14,0 \text{ м қабылдаймыз.}$$

2 Тірек тұғырының икемділігін анықтау

Икемділік екінші қатардың әсерлерін есепке алу қажеттілігінің өлшемдерінде, сонымен қатар осы әсерді анықтаудың жеңілдетілген әдістемелерінде пайдаланылады.

Тірек тұғырының икемділігі келесі формула бойынша анықталады

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

мұнда i – сызаттарсыз тірек тұғырының көлденең қимасы инерциясының радиусы

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,296 \times 10^{11}}{900 \times 1200}} = 346,41 \text{ мм}$$

Тұғырдың икемділігі:

$$\lambda = \frac{14000}{346,41} = 40,4$$

3 Тірек тұғыры икемділігінің шектік мәнін анықтау

7.3.2.1.2-тармаққа сәйкес тексеруді жүзеге асыру қажет – егер тұғырдың икемділігінің мәні шектік икемділік мәнінен аспайтын болса, онда екінші қатардың әсерлерін ескеру талап етілмеуі мүмкін (өйткені басқа өлшемдер орындалмауы мүмкін)

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

(7.2) Формула бойынша тірек тұғырының шектік икемділігін анықтаймыз

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

Деректер болмағанда және эскиздік есептеулер кезінде 7.3.2.1.2 тармақта мазмұндалған ұсынымдар бойынша $A=0,7$; $B=1,1$; $C=0,7$ қабылдауға болатындығын ескерте кетеміз.

Біздің мысалымызда 7.3.2.1.2-тармақта келтірілген тәуелділіктерге сәйкес А, В, С коэффициенттерін анықтаймыз

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef}}$$

А коэффициентін есептеу үшін қажетті тиімді жылжу коэффициентін анықтаймыз

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\varphi(\infty, t)$ - келесі түрде есептелетін жылжу коэффициенті

$$\varphi(\infty, t) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$$

мұнда φ_0 - жылжудың шартты коэффициенті.

$$t = \infty \text{ болғанда } \beta_c(t, t_0) = 1$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

Өрнекке кіретін бетондық цилиндрдің сығымдалуға беріктігінің орташа мәні

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ МПа}$$

Жылжу коэффициентіне ылғалдылықтың әсерін сипаттайтын φ_{RH} коэффициентін анықтаймыз

$$f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2$$

Арқалықтың көлденең қимасының келтірілген өлшемінің шамасы h_0 келесі формула бойынша анықталады

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 900 \times 1200}{4200} = 514,28 \text{ мм} \approx 514 \text{ мм}$$

A_c – бетон қимасының ауданы

u – қима периметрі

α_1, α_2 – бетон беріктігінің әсер ету коэффициенттері

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,865$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,96$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{514}} \times 0,865 \right] \times 0,96 = 1,17$$

Жылжудың шартты коэффициентіне бетон беріктігінің әсерін ескеретін $\beta(f_{cm})$ параметрді анықтаймыз

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

φ_0 жылжудың шартты коэффициентіне бетон жасының әсерін ескеретін $\beta(t_0)$ параметрін анықтаймыз

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 30^{0,2})} = 0,48$$

φ_0 жылжудың шартты коэффициентінің шамасы $\varphi(\infty, t)$ жылжу коэффициентіне тең, өйткені $t = \infty$ болғанда $\beta_c(t, t_0) = 1$ келесі мәнге ие

$$\varphi(\infty, t) = \varphi_0 = 1,17 \times 2,56 \times 0,48 = 1,44$$

7.3.3.2-тармаққа сәйкес жылжудың тиімді коэффициентін анықтау талап етілмейтін шарттар:

$$\varphi(\infty, t) = 1,44 \leq 2$$

$$\lambda = 40,4 \leq 75$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{250000000}{1600000} = 156,25 \text{ мм} < h = 1200 \text{ мм}$$

h – мезеттің әрекет ету жазықтығындағы қиманың биіктігі

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h \quad \text{шарты орындалмайды, жылжудың тиімді коэффициентін ескерумен}$$

шектік икемділік мәндерін есептеу талап етіледі

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \frac{1,44 \times 221}{250} = 1,27$$

$$\text{Осылайша, } A = \frac{1}{1 + 0,2 \times 1,27} = 0,797 = 0,8$$

В есептеуге арналған өрнек

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega}$$

ω — арматурамен күшейтудің механикалық коэффициенті

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{23386,72 \times 434,8}{1200 \times 900 \times 19,83} = 0,475$$

мұнда A_s — бойлық арматураның жалпы ауданы;

A_c — бетондық қиманың жалпы ауданы

f_{yd} — арматураның есептік аққыштық шегі;

f_{cd} — осьтік сығымдау кезіндегі бетон беріктігі шегінің есептік мәні.

$$B = \sqrt{1 + 2 \times 0,475} = 1,40$$

$$C = 1,7 - r_m$$

r_m — бұгуші мезеттердің қатынасы

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

M_{01}, M_{02} — бірінші қатар әсерлерін ескерумен элементтің ұштарындағы мезеттер.

Мезеттерді белгілеген кезде $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ болатындығы шамаланады.

Біздің жағдайда $C=0,7$ $|M_{02}| = |M_{01}| = 250$ бір белгі) қабылдаймыз, өйткені $r_m = 1$

Салыстырмалы бойлық күш n :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1600000}{1200 \times 900 \times 19,83} = 0,075$$

N_{Ed} — бойлық күштің есептік мәні.

Тірек тұғырының шектік икемділігі:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times 0,8 \times 1,40 \times 0,7}{\sqrt{0,075}} = 57,4$$

$$40,4 \leq 57,4$$

Икемділік шектік мәннен төмен, демек, екінші қатар әсерлерін есепке алудың қажеттілігі жоқ.

7.3.4 Есептеу әдістері

Келесі есептік әдістер қарастырылады:

1. Екінші қатардың әсерлерін ескере отырып линиялық емес есептеуге негізделген жалпы әдіс;
2. Номиналды қаттылыққа негізделген әдіс;
3. Номиналды қисықтыққа негізделген әдіс.

Жалпы әдісті (1) қолданған кезде (5.15) және 5.2.3 тәуелділігі пайдаланылуы мүмкін (5.9-суретті қар.). «Жернеу – салыстырмалы деформация» диаграммаларының есептік мәндерінің негізінде ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 5.8.6(3) есептеу кезінде шектік жүктеменің есептік мәні анықталады. Бетонның жылжуы бетонға арналған «жернеу – салыстырмалы деформация» диаграммасының салыстырмалы деформацияларының барлық мәндерін $(1+\varphi_{ef})$ коэффициентіне көбейтумен ескерілуі мүмкін, мұнда φ_{ef} 7.3.3-тармаққа сәйкес бетон жылжуының тиімді коэффициенті болып табылады.

Егер номиналды қаттылық мәндері алдын ала есептелетін болса, (2) әдіс жекелеген элементтер үшін, сондай-ақ жалпы конструкция үшін қолданыла алады.

(3) әдіс негізінен жекелеген элементтер үшін қолайлы. Егер қисықтықты бөлу бөлігіндегі есептеу алғышарттары үлгі бойынша қисықтық мәндері шынайы мәндерге жақын болатындай жеңілдетілген болса, ол жалпы конструкцияларды есептеу үшін қолданылуы мүмкін.

Жылжудың тиімді коэффициентінің шағын мәндерінде ($\varphi_{ef} < 0,5$) немесе (3) әдіспен салыстырғанда арматураның жоғары болуында (арматурамен асыра күшейтілген қималар) (2) әдіс жалпы есептік мезеттің төмендетілген мәнін береді. Және керісінше,

$\varphi_{ef} > 0,5$ кезінде және арматурамен қалыпты күшейтілген қималарда (3) әдіс бойынша алынған жалпы есептік мезет (2) әдіске қарағанда әлдеқайда төмен мәнге ие болады.

7.3.4.1 Номиналды қаттылыққа негізделген әдіс

7.3.4.1.1 Бұл әдіс қаттылықты (EI) аққыштыққа дейін тұрақты деп санауға болатын, металл конструкциялар үшін екінші қатарлы әсерлерді анықтау кезінде әлдеқайда қолайлы болып табылады. Бетон конструкциялар үшін жағдай сызаттың түзілуімен байланысты бір сызықтылықтың елеулі түрде болмауынан, сонымен қатар материал жұмысының бір сызықты болмауынан және сызаттарсыз қиындау болады. Нәтижесінде, осы осьтік күш үшін EI мезеттің ұлғаюымен азаяды және біркәндес анықталған болып табылмайды. 7.3.4.1-тармақша келесі параметрлерге байланысты болатын осы көлденең қима үшін EI «номиналды қаттылықты» анықтау арқылы темірбетон қиманың екінші қатарының әсерлерін ескеруге рұқсат береді:

- a) Қиманы арматурамен күшейту;
- b) Элементке осьтік күштің түсуі;
- c) Бетонның жылжуы;
- d) Элементтің икемділігі.

7.3.4.1.2 Әртүрлі көлденең қималармен икемді сығымдалған элементтердің номиналды қаттылығы келесі формула бойынша анықталады

$$EI = K_c \times E_{cd} \times I_c + K_s \times E_s \times I_s, \quad (7.8)$$

мұнда E_{cd} — бетонның серпінділік модулінің есептік мәні

I_c — бетонның көлденең қимасының инерция сәті;

E_s — арматураның серпінділік модулінің есептік мәні;

I_s — бетондық көлденең қиманың ауырлық орталығына қатысты арматураның инерция мезеті;

K_c — сызаттардың, жылжудың және т.с.с. әсерін ескеретін коэффициент;

K_s — арматураның әсерін ескеретін коэффициент.

7.3.4.1.3 (7.8) Формула бойынша $\rho = (A_s / A_c) \geq 0,002$: ескере отырып, параметрлерді пайдалану керек

$$K_s = 1,$$

$$K_c = \frac{k_1 \times k_2}{1 + \varphi_{ef}},$$

мұнда ρ - арматурамен күшейтудің геометриялық коэффициенті;

A_s - арматураның көлденең қимасының жалпы ауданы;

A_c - бетонның көлденең қимасының жалпы ауданы;

φ_{ef} - жылжудың тиімді коэффициенті;

k_1, k_2 - сәйкесінше бетонның беріктік класына f_{ck} және салыстырмалы бойлық күшке $n = N_{Ed} / A_c \times f_{cd}$ және икемділікке λ байланысты болатын коэффициенттер.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}, \text{ МПа} \quad (7.9)$$

$$k_2 = n \times \frac{\lambda}{170} \leq 0,2 \quad (7.10)$$

Егер λ икемділік анықталмаса, онда k_2 коэффициенті келесі тәуелділік бойынша анықталуы мүмкін

$$k_2 = n \times 0,3 \leq 0,2 \quad (7.10)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,01 \quad \text{арматурамен күшейтудің геометриялық коэффициентінде} \quad (7.8)$$

формуласында жеңілдетілген балама ретінде келесі коэффициенттер пайдаланылуы мүмкін:

$$K_s = 0, \quad (7.12)$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef}}, \quad (7.13)$$

ЕСКЕРТПЕ Жеңілдетілген балама бірінші қадам ретінде пайдаланылуы мүмкін, содан кейін әлдеқайда дәл есеп келетін болады.

7.3.4.1.4 [5.8.7.2(4)] Статикалық анықталмайтын конструкцияларда түйіспелі элементтердегі сызаттардың пайда болуының қолайсыз әсерін ескеру қажет. (7.8)÷(7.13) Формулалары жалпы жағдайда осындай элементтерге тарамайды. Жеңілдету үшін сызатпен толық қиылған көлденең қималарды қарастыруға болады. Қаттылықты, әдетте, бетонның тиімді модулін пайдаланып есептеу керек.

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (7.14)$$

мұнда E_{cd} — $\gamma_{CE} = 1,2$ болғанда $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ ретінде анықталатын серпінділік модулінің есептік мәні.

7.3.4.1.5 [5.8.7.3(1)] Екінші қатардағы әсерлерді ескерумен мезетті қосқанда, жалпы есептік мезет бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып анықталған бұғуші сәттердің ұлғаюы арқылы есептеледі, атап айтқанда

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \times \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right], \quad (7.15)$$

мұнда M_{0Ed} — бірінші қатардың әсерлерін ескерумен мезет, 7.3.4.2.3 қараңыз;

β — бірінші және екінші қатар әсерлерін ескерумен мезеттердің бөлінуіне байланысты болатын коэффициент, 7.3.4.1.6 қараңыз;

N_{Ed} — бойлық күштің есептік мәні;

N_B — номиналды қаттылық негізінде анықталған критикалық күш.

7.3.4.1.6 [5.8.7.3(2)] Тұрақты көлденең қимамен және бойлық күшпен жекелеген элементтер үшін екінші қатардың әсерін ескере отырып мезет синусоидалды бөліністен шығара келе қабылдануы мүмкін. Сонда

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}, \quad (7.16)$$

мұнда c_0 — бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып, мезеттің (эпюра пішінінің) бөлінуіне байланысты болатын коэффициент, (мысалы, бірінші қатардың әсерлерін ескерумен тұрақты мезеттегі $c_0 = 8$, $c_0 = 9,6$ — параболалық көріністе және $c_0 = 12$ — симметриялық үшбұрышты бөліністе және т.б.).

7.3.4.1.7 [5.8.7.3(3)] Көлденең жүктемесі жоқ конструкция элементтері үшін бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып бір-бірінен ерекшеленетін ұштық бүгілуші мезеттер M_{01} және M_{02} , 7.3.4.2.3 сәйкес, бірінші қатардың әсерлері ескерілетін балама мезеттермен M_{0e} ауыстырылуы мүмкін. Бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып тұрақты мезетті қабылдаған кезде, әдетте, $c_0 = 8$ қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ $c_0 = 8$ мәні екі бағытта бүгілетін элементтер үшін де жарамды. Кейбір жағдайларда икемділігіне және бойлық күшке байланысты ұштық мезеттер ұлғайтылған балама мезетке қарағанда көбірек болатындығын көрсету керек.

7.3.4.1.8 7.3.4.1.6 немесе 7.4.3.1.7 көрсетілген шарттар қолданылмайтын жағдайда, $\beta = 1$ болады. Формула (7.15) келесі түрге келтірілуі мүмкін:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - N_{Ed} / N_B} \quad (7.17)$$

ЕСКЕРТПЕ 7.3.4.1.8 көрсетулері конструкциялардың белгілі бір типтерін, мысалы көлденең қабырғалармен нығайтылған немесе әлдеқайда қарапайым конструкциялар үшін жалпы есептеу үшін де жарамды, мұнда әсер етудің басты салдары нығайтқыш элементтердегі бүгіліс сәттері болып табылады.

7.3.4.2 Номиналды қисықтыққа негізделген әдіс

7.3.4.2.1 Бұл әдіс, бірінші кезекте, сәйкес шектегіш шарттармен оқшауланған ретінде қарастырылуы мүмкін элементтермен пайдалану үшін арналған. Бастапқы жетілмеушіліктерден болатын мезетті қосқанда, бірінші қатар мезеті қосымша максималды майысудан болатын мезетке қосылады. Есептік мезет келесі формула бойынша анықталады

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (7.18)$$

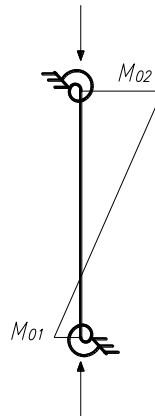
мұнда M_{0Ed} — жетілмеушіліктердің әсерін қосқанда, бірінші қатардың әсерлері ескерілетін мезет;

M_2 — екінші қатардың әсерлері ескерілетін номиналды мезет.

7.3.4.2.2 M_{Ed} максималды мезет M_{0Ed} және M_2 таралуынан есептеледі және соңғысы есептік ұзындықты бойлай параболалық немесе синусоидальдық болып қабылдануы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ Конструкциялардың статикалық анықталмайтын элементтері үшін M_{0Ed} іс жүзіндегі шектік шарттарға анықталады, M_2 есептік ұзындық бойынша шектік шарттарға байланысты болады.

7.3.4.2.3 [5.8.8.2(2)] Элементтердің ұштары арасында түсірілген жүктемелерсіз элементтер үшін бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып ерекшеленетін ұштық бүгіліс сәттер, M_{01} және M_{02} (7.10-сурет), бірінші қатардың әсерлерін ескере отырып балама мезетпен M_{0e} ауыстырылуы мүмкін.



7.10-сурет – Бірінші қатардың ұштық мезеттері

$$M_{0e} = 0,6 \times M_{02} + 0,4 \times M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (7.19)$$

Егер бір жақта керілісті туындататын болса, M_{01} және M_{02} бірдей белгілерге ие, керісінше жағдайда олардың белгілері қарама-қарсы. Одан басқа, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

7.3.4.2.4[5.8.8.2(3)] Екінші қатардың әсерін ескере отырып, номиналды есептік мезет, M_2 , (7.18) формулада құрайды:

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 \quad (7.20)$$

мұнда N_{Ed} — бойлық күштің есептік мәні;

e_2 — $(1/r) \times (l_0^2 / c)$ ретінде анықталатын ауысу;

$1/r$ — қисықтық, 7.3.4.2.6 қараңыз;

l_0 — есептік ұзындық, 7.3.2.2 қараңыз;

c — қисықтықтың бөлінуіне байланысты коэффициент, 7.3.4.2.5 қараңыз.

7.3.4.2.5 [5.8.8.2(4)] Тұрақты көлденең қимада әдетте $c = 10 (\approx \pi^2)$ пайдаланылады. Егер бірінші қатардың әсерлері ескерілетін мезет тұрақты болып табылатын болса, онда

әдетте азырақ мәнді қолдану қажет (8— бұл тұрақты жалпы мезетке сәйкес келетін төменгі шектік мән).

ЕСКЕРТПЕ π^2 мәні қисықтықтың синусоидальды таралуына сәйкес келеді. Тұрақты қисықтық үшін мән 8 құрайды. «с» жалпы қисықтықтың түріне байланысты болатындығына назар аудару қажет, «с₀» 7.3.4.1.6 сәйкес бірінші қатардың әсерлерін ескерумен мезетке сәйкес келетін қисықтыққа байланысты болады.

7.3.4.2.6 [5.8.8.3(1)] Тұрақты симметриялық қимамен және симметриялық арматурамен элементтер үшін келесі формула қолданылады:

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\phi \times \frac{1}{r_0}, \quad (7.21)$$

мұнда K_r — бойлық жүктемеге байланысты болатын түзеткіш коэффициент, 7.3.4.2.9 қараңыз.

K_ϕ — жылжудың әсерін ескеретін коэффициент, 7.3.4.2.10 қараңыз.

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d},$$

мұнда $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s},$

d — қиманың жұмыстық биіктігі, 7.3.4.2.8 қараңыз.

7.3.4.2.7 Бойлық арматура қаттылықты есептеген кезде ескеріледі. Сонымен бірге сығымдалған кездегі арматураны есепке алу өлшемдері анық белгіленбеген. Кешігіп жылжу әсері мүмкін болатын қималармен элементтерде барлық арматура тиімті ең шегінде шартты түрде таралады.

7.3.4.2.8 [5.8.8.3(2)] Егер барлық арматура қарама қарсы жақтарда шоғырланбаған болса, бүгілістің жазықтығына параллель ішінара таралатын болса, онда d келесі формула бойынша анықталады

$$d = \frac{h}{2} + i_s, \quad (7.22)$$

Сонымен бірге i_s — барлық арматура ауданының инерция радиусы.

7.3.4.2.9 [5.8.8.3(3)] (7.21) Формуладағы K_r келесі түрде қабылдау керек:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1, \quad (7.23)$$

мұнда $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$ — салыстырмалы бойлық күш;

мұнда N_{Ed} — бойлық күштің есептік мәні;

n_{bal} — бүгіліске максималды кедергі көрсету кезіндегі n мәні; 0,4-ке тең қабылдауға жол беріледі;

Бұл тармақ барлық симметриялық қималар үшін 0,4-ке тең болатын n_{bal} мәнін алуға рұқсат береді. Басқа жағдайларда мән түзетулерді енгізумен қималарды талдаудан алынуы

мүмкін. K_r әрдайым 1,0-ге тең төмендетіліп қабылданады ($n < n_{bal}$ үшін ол 1,0-ден жоғары), бұл сығымдағыш жүктеме жоғары болатын аралық көпірлік тіректер үшін материалдардың елеулі түрде шығындалуына әкелмейді.

$$n_u = 1 + \omega,$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}},$$

мұнда A_s — арматура қимасының жалпы ауданы;

A_c — бетон қимасының жалпы ауданы.

7.3.4.2.10 [5.8.8.3.(4)] жылжу әсерін коэффициентпен ескеру керек

$$K_\phi = 1 + \beta \times \phi_{ef} \geq 1, \quad (7.24)$$

мұнда ϕ_{ef} — жылжудың тиімді коэффициенті, 7.3.3 қараңыз;

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150};$$

λ — икемділік, 7.3.2.1 қараңыз.

7.4 Алдын ала кернеуленген элементтер және конструкциялар

7.4.1 Алдын ала кернеу күші

7.4.1.1 Кернелетін арматурадағы күш, P_{\max} (яғни керіліс кезінде кернелетін арматураның соңындағы күш) шамадан аспауы тиіс

$$P_{\max} \leq A_p \times \sigma_{p,\max} \quad (7.25)$$

мұнда A_p - кернелетін арматурв қимасының ауданы,

$\sigma_{p,\max}$ - кернелетін арматураға түсетін максималды кернеу.

$$\sigma_{p,\max} = \min \{ k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k} \}$$

Мұнда ұсынылатын мәндер $k_1 = 0,8$ және $k_2 = 0,9$.

Кергіш құрылғының максималды күші өлшеудің дәлдігін қамтамасыз етеді. Бұл жағдайда кернелетін арматурадағы максималды күш шамадан аспауы тиіс

$$P_{\max} \leq k_3 \times f_{p0,1k} \times A_p,$$

Мұнда ұсынылатын мән $k_3 = 0,95$.

7.4.1.2 [5.10.2.2.(4)] Егер жеке кернелетін элементтегі алдын ала кернеу кадаммен түсетін болса, бетонның талап етілетін беріктігі азаюы мүмкін. t уақыт мезетіндегі $f_{cm}(t)$ бетонның минималды беріктігі әдетте толық алдын ала кернеу кезінде талап етілетін бетон беріктігін $k_4[\%]$ құрауы тиіс, толық алдын ала кернеу кезінде бетонның талап етілетін беріктігі мен минималды беріктік арасында алдын ала кернеу $k_5[\%]$ және 100% толық алдын ала кернеу арасындағы интерполяция бойынша анықталуы мүмкін. Ұсынылатын мәндер $k_4[50\%]$ және $k_5[30\%]$.

7.4.1.3 [5.10.2.2.(5)] Алдын ала кернеу күшінен және керіліс кезінде және алдын ала кернеуді босатқаннан кейін әрекет ететін басқа жүктемелерден туындайтын конструкцияның бетонындағы қысқыш кернеулерді келесі түрде шектеу қажет

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (7.26)$$

$f_{ck}(t)$ алдын ала кернеуді бастап және босатқаннан кейін t уақыт мезетінде сығымдаған кезде бетонның сипаттамалық беріктігі болып табылады.

Егер сынақтардың немесе тәжірибенің негізінде ажырайтын бойлық сызаттар түзілмейтіндігін негіздеуге болатын болса және сонымен бірге $k_6 = 0,7$ мәні ұсынылатын болса, алдын ала кернеуленген элементтер үшін алдын ала кернеу күшін беру сәтінде кернеулер $k_6 \times f_{ck}(t)$ дейін ұлғайтылуы мүмкін.

Егер сығымдаушы кернеулер $0,45 \times f_{ck}(t)$ мәнінен тұрақты түрде асатын болса, онда линиялық емес жылжуды ескеру қажет.

7.4.1.4 Керу және анкерлеуден кейін немесе тірекке керу кезінде бетонға күш берілгеннен кейін тікелей түскен алдын ала кернеудің $P_{m0}(x)$ бастапқы күшінің мәні ($t = t_0$ уақыт мезетінде) P_{max} керілу күшінен тікелей шығындарды $\Delta P_i(x)$ шегеру арқылы есептеледі және келесі мәннен кем болмауы тиіс

$$P_{m0}(x) = A_p \times \sigma_{pm0}(x), \quad (7.27)$$

мұнда $\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0,1k}\}$ керуден немесе беруден кейін тікелей кернеуші элементтегі кернеу.

$\sigma_{pm0}(x)$ параметрі бетонға алдын ала кернеу күшін бергеннен кейін немесе кергеннен кейін дереу x нүктесінде алдын ала кернеуленген арматураның элементіндегі кернеу болып табылады. $\sigma_{pm0}(x)$ шамасы $k_7 \times f_{pk}$ немесе $k_8 \times f_{p0,1k}$ минималды мәнімен шектелген, мұнда f_{pk} және $f_{p0,1k}$ - сипаттамалық кернеу және аққыштықтың 0,1%-дық шартты шегі. k_7 және k_8 мәндерін сәйкесінше 0,75 және 0,85 ретінде қабылдау ұсынылады. Мысалы, ҚР СТ EN 10138-3-2011 бойынша алдын ала кернеуленген арматуралық арқан үшін әдетте $f_{p0,1k} = 0,86 \times f_{pk}$, сондықтан екінші шектік коэффициент ажырауға 73,1% сипаттамалық беріктікке жол берілетін күшті бере отырып, анықтаушы болып табылады. Керілістен кейін күшке шектеу қою 70% болып қабылдануы мүмкін.

7.4.1.5 [5.10.3(3)] $\Delta P_i(x)$ тікелей шығындарын анықтаған кезде, әдетте, бетонға керген кезде және тіреуішке керген кезде келесі тікелей ықпалдарды тиісті түрде ескеру керек:

- ΔP_{el} бетонның серпінді деформацияларынан келетін шығындар;
- ΔP_r қысқа мерзімді релаксациядан келетін шығындар;
- $\Delta P_{\mu}(x)$ үйкелістен болатын шығындар;
- ΔP_{sl} анкерлік құрылғылардағы жылжудан болған шығындар.

7.4.1.6 $t > t_0$ уақыт сәтіндегі $P_{m,t}(x)$ алдын ала кернеу күшінің орташа мәнін керіліс тәсіліне байланысты анықтау қажет. Бетонның жылжу және шөгу нәтижесі ретінде

$\Delta P_{c+s+r}(x)$ кернеу күшінің уақытқа байланысты шығынын, сонымен қатар кернеуші элементтердің ұзақ релаксациясын қосымша ескеру қажет. Осылайша,
 $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

7.4.2 Конструкцияны бетондағанға дейін керу кезінде алдын ала кернеу күштерінің тікелей (бірінші) шығындары

7.4.2.1 Алдын ала керіліс кезінде туындайтын келесі шығындарды ескеру қажет:

- а) кернеу үдерісі кезінде:
- айналдырма құрылғыларға үйкелістен келген шығындар (сымдарды немесе арқандарды қайыру жағдайларында)
 - анкерлік құрылғыдағы жылжудан болған шығындар.
- б) бетонға алдын ала кернеуді бергенге дейін:
- кернеуші элементтердің керілісі мен бетонның алдын ала кернеуі арасындағы уақыт ішінде кернеуші элементтердің қысқа мерзімді релаксациясынан келген шығындар.
- с) бетонға алдын ала кернеуді берген кезде:
- бетонды серпінді сығымдаудан болған шығындар.

ЕСКЕРТПЕ Темірбетон конструкцияларды жылумен өңдеу кезінде бетонның шөгуінен және арматурадағы кернеулердің релаксациясынан келген шығындарды түрлендіру керек.

МЫСАЛ 7.3

Бастапқы деректер: Тіреуішке арматураны керумен алдын ала кернеуленген арқалық үш арқаннан шоғырланып біріктірілген диаметрі 15,2мм жеті сымдық он екі арқандармен арматураланған. Арқалықтың есептік тәсімі 7.11а-Суретте көрсетілген, ал оның дайындау кезеңінде аралықтың ортасындағы көлденең қимасы 7.11б-Суретте көрсетілген. Арқанның сипаттамалары 7.1-Кестеде көрсетілген. Бетонның беріктік бойынша класы С35/45.

$E_{cm}(t) = 31,5$ ГПа – қатаюдың 7 тәулігіндегі С35/45 класты бетон серпінділігінің кескіш модулі

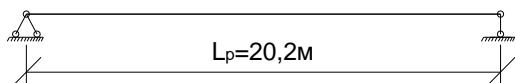
$E_s = 195$ ГПа – шоғыр болатының серпінділік модулі

$A = 139$ мм² – 1 арқанның ауданы

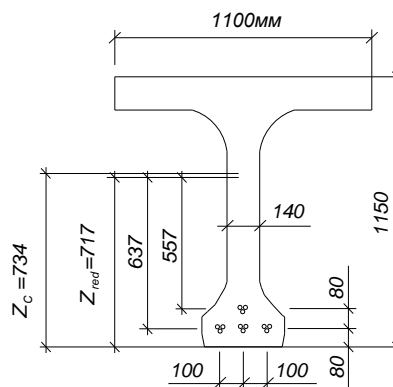
$A_p = 1668$ мм² – кернелетін арқандардың жиынтық ауданы

$A_c = 3,45 \times 10^5$ мм²

$I_c = 5,31 \times 10^{10}$ мм⁴



а) Расчетная схема балки



б) Поперечное сечение балки в
середине пролета

а) Арқалықтың есептік тәсімі

1.1.1-сурет – тзындығы 21м арқалық

Анықтау: 1 Арқандардың керілу күші.
2 Алдын ала кернеудің тікелей (бірін

б) Аралықтың ортасында
арқалықтың көлденең қимасы

Шешім:

1 Арқан шоғырларының алдын ала керілу күшін анықтау

P_{\max} кернеуші элементіне түсетін максималды жол берілетін күш келесі формула бойынша анықталады

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max}$$

7.1-кесте – Арқанның сипаттамалары

Класс	Белгіленуі		Номиналды мән				Туынды мән			
	Арқанды арматураның түрі	Болат маркасы	Диаметр d, мм	Ажырауға уақыттық кедергі f_{pk} , МПа	Көлденең қима ауданы S_0 , мм ²	Масса, г/м	Номиналды массадан жол берілетін ауытқу, %	Ажырау күші F_m , кН	Ажырау күшінің сипаттамалық максималды мәні $F_{m,max}$, кН	0,1 % ұзаруға сәйкес келетін күштің сипаттамалық мәні $F_{p0.1}$, кН
A	Y1860S7	1.1366	15.2	1860	139	1095	±2	260	298	224

Арқан үшін максималды жол берілетін кернеуді $\sigma_{p, \max}$ анықтаймыз.

7.4.1.1 сәйкес, $\sigma_{p,\max}$ $k_1 \times f_{pk}$ және $k_2 \times f_{p0.1k}$ екі мәнінің ең азы ретінде белгіленеді.

Ұсыныстарға сәйкес $k_1 = 0,8$ және $k_2 = 0,9$.

ҚР СТ EN 10138-3 бойынша арқандар үшін $f_{p0,1k}$ аққыштықтың сипаттамалық 0,1% шартты шегі келесі мәнге ие

$$f_{p0,1k} = 0,86 \times f_{pk} = 0,86 \times 1860 = 1599,6 \text{ МПа}$$

$k_1 \times f_{pk}$ және $k_2 \times f_{p0,1k}$ мәндерін анықтаймыз.

$$k_1 \times f_{pk} = 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ МПа}$$

$$k_2 \times f_{p0,1k} = 0,9 \times 1599,6 = 1439,64 \text{ МПа}$$

Арқан үшін максималды жол берілетін алдын ала кернеуді қабылдаймыз

$$\sigma_{p,\max} = 1439 \text{ МПа}$$

Шығындарды ескерусіз керілістің максималды күші

$$P_{\max} = 1668 \times 1439 = 2400252 \text{ Н} = 2400,25 \text{ кН}$$

Болатты бетонға келтіру коэффициенті

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{195}{34} = 5,73$$

Бетон қимасының келтірілген ауданы:

$$A_{red} = A_c + \alpha \times A_{p1} + \alpha \times A_{p2} + \alpha \times A_{p3} + \alpha \times A_{p4} = 3,45 \times 10^5 + 5,73 \times 4 \times 417 = 354557,64 \text{ мм}^2$$

Қабырғаның төменгі шегіне қатысты бетон қимасы ауданының статикалық мезеті:

$$S = A_c \times y_c = 3,45 \times 10^5 \times 734 = 253230000 \text{ мм}^3$$

Келтірілген қиманың ауырлық орталығынан қабырғаның төменгі шегіне дейінгі арақашықтық:

$$Z_{red} = \frac{S + \alpha \times A_{p1} \times y_1 + \alpha \times A_{p2} \times y_2 + \alpha \times A_{p3} \times y_3 + \alpha \times A_{p4} \times y_4}{A_{red}} = \frac{253230000 + 5,44 \times 417 \times 80 \times 3 + 5,44 \times 417 \times 160}{354074} = 717 \text{ мм}$$

Келтірілген қиманың ауырлық орталығынан кернелетін арқандарға дейінгі арақашықтық

$$y_{p1} = y_{p2} = y_{p3} = 717 - 80 = 637 \text{ мм}$$

$$y_{p4} = 717 - 160 = 557 \text{ мм}$$

$Z_c = 734 \text{ мм}$ – бетон қимасының ауырлық орталығынан төменгі шегіне дейінгі арақашықтық

$Z_{red} = 717 \text{ мм}$ – келтірілген қиманың ауырлық орталығынан төменгі шекке дейінгі арақашықтық

Келтірілген қиманың инерция мезеті:

$$I_{red} = I_c + A_c \times (Z_c - Z_{red})^2 + 3 \times \alpha \times A_{p1} \times y_{p1}^2 + \alpha \times A_{p4} \times y_{p4}^2 = 5,31 \times 10^{10} + 3,45 \times 10^5 \times 17^2 + 3 \times 5,73 \times 417 \times 637^2 + 5,73 \times 417 \times 557^2 = 5,68 \times 10^{10} \text{ мм}^4$$

Күштің эксцентриситеті $P_{m,0}$

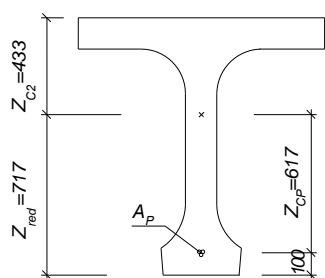
$$Z_{cp} = \frac{3 \times A_{p1} \times y_{p1} + A_{p4} \times y_{p4}}{3 \times A_{p1} + A_{p4}} = \frac{3 \times 417 \times 637 + 417 \times 557}{1668} = 617 \text{ мм}$$

Z_{cp} - элементтің келтірілген қимасының ауырлық орталығына қатысты $P_{m,0}$ күштің эксцентриситеті (7.12-Суретті қараңыз)

Қысу күшінен болатын кернеулер:

Анкерге сығымдау күшін берудің алдында болатын 1% релаксациясын ескеру қажет

$$\sigma_{cp} = 0,99 \times \left(\frac{P_{\max}}{A_{red}} + \frac{P_{\max} \times Z_{cp}^2}{I_{red}} \right) = 0,99 \times \left(\frac{2400,25 \times 10^3}{354557,64} + \frac{2400,25 \times 10^3 \times 617^2}{5,68 \times 10^{10}} \right) = 22,63 \text{ МПа}$$



7.12-сурет – Көлденең қима

Қиманың кедергі көрсету мезеті

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_c} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{717} = 79,22 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{433} = 131,2 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

2 Алдын ала керілістің тікелей (бірінші) шығындарын анықтау

Анкерлер арқылы керіліс күшін берген кезде бетонның серпінді деформацияларынан келген шығындар жоғары нәтижені беретін (бетонға күшті толық бергенге дейін тұрақты сығымдау):

$$\Delta P_{el} = A_p \times \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \sigma_{cp} = 1668 \times \frac{195}{31,5} \times 22,63 = 233,67 \text{ кН}$$

Немесе нақтыланған (бетон деформациясының өсуімен бір мезгілде сығымдаудың азайтылуын есепке алу) формула бойынша есептелуі мүмкін:

$$\Delta P_{el} = \frac{A_p \times \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \sigma_{cp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times \left(1 + \frac{A_p}{I_{red}} \times Z_{cp}^2\right)} = \frac{1668 \times \frac{195}{31,5} \times 22,63}{1 + \frac{195}{31,5} \times \frac{1668}{354557,64} \times \left(1 + \frac{354557,64}{5,68 \times 10^{10}} \times 617^2\right)} = 212,75 \text{ кН}$$

Көріп отырғандай, айырмашылық құрауы мүмкін:
 $100 \times (233,67 - 212,75) / 212,75 = 10\%$

Бірінші шығындардан кейін алдын ала кернеу күші

$$P_{m,0} = 0,99 \times P_{\max} - \Delta P_{el} = 0,99 \times 2400,25 - 212,75 = 2163,5 \text{ кН}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P_{m,0}}{A_p} = \frac{2163,5 \times 10^3}{1668} = 1297,1 \text{ МПа} - \text{бірінші шығындарды ескерумен арқандағы}$$

кернеу.

7.4.3 Бетонға керу кезінде алдын ала кернеу күшін тікелей (бастапқы) жоғалту

7.4.3.1 Бетонның лездік деформацияларынан келген шығындар

7.4.3.1.1 Бетонның деформациясынан келген шығындар ΔP_{el} әрбір кернеуші элементте 5.10.5.1(2) ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 сәйкес келесі түрдегі шығындардың орташа мәні ретінде қабылдануы мүмкін

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \frac{j \times \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (7.26)$$

мұнда $\Delta \sigma_c(t)$ — t уақыт сәтінде кернеуші элементтердің ауырлық орталығының деңгейінде бетондағы кернеудің өзгерісі;

j — коэффициент, тең болады:

$(n-1)/2 \times n$, мұнда n — жүйелі түрде керілетін барабар кернеуші элементтердің саны. Жуықтай алғанда j 0,5-ке тең болып қабылдануы мүмкін;

1,0 — алдын ала кернеуден кейін тұрақты әсерлерден туындаған өзгерістер үшін.

7.4.3.2 Үйкелістен болған шығындар

7.4.3.2.1 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.10.5.2(1) сәйкес бетонға керілу кезінде үйкелістен болған шығындар $\Delta P_\mu(x)$ келесі түрде қабылдануы мүмкін:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} \times (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (7.27)$$

мұнда θ — x арақашықтығында бұрылыстың жиынтық бұрышы (бағытқа және белгіге тәуелсіз) ;

μ — кернеуші элемент пен оның арнасы арасындағы үйкелу коэффициенті;

k — ішкі кернеуші элементтің кездейсоқ (қасақана емес) бұрылу бұрышы (ұзындық бірлігіне);

x — алдын ала кернеу күші P_{\max} тең болатын орыннан кернеуші элементті бойлай арақашықтық (керілетін ұштағы күш).

μ мәні кернеуші элементтер мен арналар бетінің қасиеттеріне, тоттың болуына, одан басқа, кернеуші элементтің ұзаруына және оның профиліне байланысты.

Кездейсоқ (қасақана емес) бұрылу бұрышы үшін k мәні жұмыстарды өндіру сапасына, кернеуі элементтердің бекітілу орындарының арасындағы арақашықтыққа, арнаның немесе қабықшаның пайдаланылған типіне, сонымен қатар бетонды төсеу кезіндегі тығыздану деңгейіне байланысты.

ЕСКЕРТПЕ 1 [2]-ден алынған, 7.2-Кестеде келтірілген μ мәндері қабылдануы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 2 ішкі кернеуші элементтер үшін k әдетте 1 м-ге 0,005 –тен 0,01 дейінгі шектерде болады.

7.4.3.2.2[5.10.5.2(4)] Сыртқы кернеуші элементтерде кездейсоқ (қасақана емес) бұрыштық бұрылыстардан кернеу күшінің жоғалуын ескермеуге жол беріледі.

7.2 [5.1] кесте — Бетонға керу (конструкцияда орналасқан кернеуші элементтер үшін) және ілініспей сыртқы кернеуші элементтер кезіндегі μ үйкеліс коэффициенттері

Элемент	Ішкі кернеуші элементтер ¹⁾	Ілінісусіз сыртқы кернеуші элементтер			
		Майланбаған болат арна	Майланбаған HDPE арна	Майланған болат арна	Майланған HDPE арна
Суықтай тартылған сым	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Арқан	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Мерзімдік профильдің өзектері	0,65	—	—	—	—
Тегіс дөңгелек өзектер	0,33	—	—	—	—
¹⁾ Арнаның шамамен жартысын толтыратын кернеуші элементтер үшін.					
ЕСКЕРТПЕ HDPE — тығыздығы жоғары полиэтилен.					

7.4.3.3 Анкерлік құрылыстағы жылжудан келетін шығындар

7.4.3.3.1 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.10.5.3 сәйкес, керілістен кейін анкерлік құрылғыдағы жылжу себепті, сонымен қатар анкердің өзінің деформациясынан келген шығындарды ескеру қажет. Жылжудың тиісті мәндері өздерінің алдын ала кернеу жүйелері үшін техникалық сипаттамалардың тізбесінде өндірушілермен келтірілген.

7.4.4 Тіреуге керу және бетонға керу кезінде алдын ала кернеу күшінің уақытқа байланысты шығыны

7.4.4.1 Уақыт өте алдын ала керу күшінің әрі қарайғы шығындары релаксация себепті болаттағы кернеудің азаюы және шөгу, жылжу себепті бетонның деформациясынан туындаған, арматуралық болат деформациясының төмендеуінен орын алады. Релаксациялық шығындар конструкцияда орын алатын, уақытқа тәуелді басқа шығындарды есепке алу кезінде азайтылуы мүмкін (өйткені керіліс күшінің азаюы релаксацияға шығындардың азаюына әкеледі). Бұл үдерісті 0,8 [1] тең болатын азаю коэффициентінің көмегімен шамамен ескеруге болады.

7.4.4.2 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.10.6(1) сәйкес, уақытқа тәуелді шығындарды есепке алған кезде кернеудің төмендеуіне әкелетін келесі әсерлерді назарға алу керек:

- а) тұрақты жүктемелер кезінде жылжығыштық және шөгу себепті бетонның деформациясынан туындаған салыстырмалы деформациялардың азаюы;
- б) керілу кезіндегі релаксация себепті болаттағы кернеудің азаюы.

7.4.4.3 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.10.6(2) сәйкес, уақытқа, тұрақты жүктемелерге байланысты шығындарды анықтау (7.28) формуласы бойынша орындалады.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times (1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))}, \quad (7.28)$$

мұнда $\sigma_{p, t+s}$ — t уақыт мезетіндегі x қимасындағы жылжу, шөгу және релаксация нәтижесінде кернеуші элементтердегі кернеу өзгерісінің абсолютты мәні;

ε_{cs} — 5.1.4.7 сәйкес абсолютты мән ретінде анықталған шөгудің салыстырмалы деформациясы;

E_p — ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 3.3.6(2) сәйкес қабылданатын, кернелетін болат серпінділігінің модулі ;

E_{cm} — бетон серпінділігінің кескіш модулі (5.1-Кестені қараңыз);

$\Delta \sigma_{pr}$ — кернелетін болат релаксациясының салдарынан t уақыт мезетіндегі x қимасындағы кернеуші элементтерде кернеу өзгерісінің абсолютты мәні.

$\varphi(t, t_0)$ — t_0 уақыт мезетінде жүктеме түсірген кезде t уақыт мезетіндегі жылжу коэффициенті;

$\sigma_{c,QP}$ — кернеуші элементті қоршаған бетондағы меншікті салмақтан, алдын ала кернеудің бастапқы күшінен және мүмкін болатын іс жүзіндегі басқа тұрақты әсерлерден болатын кернеу. $\sigma_{c,QP}$ мәні конструкцияларды дайындаудың қарастырылатын кезеңіне байланысты, іс жүзіндегі тұрақты әсерлер үйлесімінен толық мәнді әрекетінен немесе меншікті салмақтың бөлігін ғана және бастапқы алдын ала кернеуді пайдаланумен есептелуі мүмкін;

A_p — x қимасындағы барлық кернеуші элементтер қимасының ауданы;

A_c — бетон қимасының ауданы;

I_c — бетондық қиманың инерция мезеті;

Z_{cp} — бетондық қиманың ауырлық орталықтары және кернеуші элементтер арасындағы арақашықтық.

Егер жоғарыда келтірілген формула бетонмен ілініспейтін кернелетін арматураның элементтеріне қолданылатын болса, онда орташа кернеулер пайдаланылуы мүмкін

$$\Delta \sigma_c = \frac{\Delta \sigma_p \times A_p}{A_c} \times (1 + \frac{A_c \times Z_{cp}^2}{I_c}) \quad (7.29)$$

7.4.4.4 Егер ε_{cs} - бетонның еркін шөгетін деформациясына ие болсақ, онда кернелетін болат арматура да сығымдалуы тиіс, бұл бетондағы кернеудің өзгерісін және алдын ала кернеудің жоғалуын туындатады. Бетонның деформациясы, $\varepsilon_{cs} - \Delta \sigma_c / E_{ce}$,

мұндағы E_{ce} бетонның тиімді модулі болып табылады, ол жылжуды ескеруі тиіс, өйткені кернеудің өзгерісі біраз уақыт бойы жүреді. Бұл ақпарат алдын ала кернеу кезінде деформацияның өзгерісіне тең болады, атап айтқанда:

$$\varepsilon_{cs} - \frac{\Delta\sigma_c}{E_{ce}} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \quad (7.30)$$

(7.29) және (7.30) теңдеулерінен бетонның шөгуінен алдын ала кернеудің шығыны құрайды:

$$\Delta\sigma_{p,s} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times (1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2)} \quad (7.31)$$

7.4.4.5 Алдын ала кернеуден болатын тұрақты деформация кезіндегі кернеудің шектеулі релаксациясы – $\Delta\sigma_{pr}$. Алдын ала кернеудің бұл шығыны $\Delta\sigma_c$ бетондағы кернеудің өзгерісіне, демек бетон деформациясының өзгерісіне әкелетіндіктен, ол сондай-ақ кернелетін арматураның элементіндегі кернеудің өзгерісіне әкелуі тиіс, сондықтан алдын ала кернеуді іс жүзінде жоғалту $\Delta\sigma_p$ келесі түрде көрінеді:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_p}{E_p} = \frac{\Delta\sigma_c}{E_{ce}} \quad (7.32)$$

(7.29) және (7.32) теңдеулерінен арматуралық болат релаксациясының арқасында алдын ала кернеудің шығыны құрайды:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times (1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2)} \quad (7.33)$$

7.4.4.6 [2] сәйкес жылжудың еркін деформациясы $\sigma_c \times \varphi(t, t_0) / E_c$ ретінде берілген, мұндағы σ_c бұл кернелетін арматураның элементтеріне жалғасып жатқан бетондағы бастапқы кернеу. Алайда, бетонның жылжуының өсуіне қарай, кернелетін арматура деформацияны аталған шамаға өзгертуі тиіс, бұл алдын ала кернеудің, сонымен қатар бетондағы кернеудің өзгерісіне әкеледі. Осы себептен бетонның деформациясы $\sigma_c \times \varphi(t, t_0) / E_c - \Delta\sigma_c / E_{ce}$ ретінде берілген. Бұл деформация алдын ала кернеуден деформацияның өзгерісіне тең, осылайша:

$$\frac{\sigma_c \times \varphi(t, t_0)}{E_c} - \frac{\Delta\sigma_c}{E_{ce}} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \quad (7.34)$$

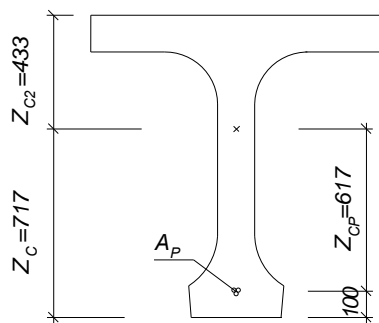
Бұл теңдеу алдын ала кернеудегі шығындар σ_c мәніне, демек, жылжу деформациясына да өзгерістер енгізетіндігі дерегін ескермейді, сондықтан дұрыс жауапты алу үшін итерация қажет. (7.29) және (7.34) шығара келе, жылжу салдарынан алдын ала кернеудің шығыны құрайды:

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \times \sigma_c \times \varphi(t, t_0)}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times (1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2)} \quad (7.35)$$

Жоғарыда көрсетілген барлық шығындарда, E_{ce} бетонның тиімді модулі жылжуды ескере отырып қабылдануы тиіс. t_0 уақыт мезетінде әрекет ететін тұрақты кернеу үшін $E_c = 1,05 \times E_{cm}$ емес, $E_c = E_{cm}$ болғанда $E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$ модулін қабылдауға болады. Дегенмен, әрбір жағдайда модуль бетонның баяу орын алатын деформациясынан кернеуді есептегенде қолданылғандықтан, ең қолайлы модуль $E_{ce} = E_{cm} / (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))$ болып табылады. Жылжу коэффициентінің алдындағы көбейткіш 0,8, тозу көрсеткішіне барабар. Егер осы модуль осы теңдеулерге қойылатын болса, релаксациядан келген шығындар 0,8 коэффициентіне көбейтіледі.

7.4-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Келтірілген көлденең қима 7.13-Суретте көрсетілген.



Қиманың кедергілену мезеті

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_c} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{717} = 79,22 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{433} = 131,2 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

7.13-сурет – Келтірілген көлденең қима

$\sigma_{pi} = 1297,1 \text{ МПа}$ - бастапқы шығындарды ескерумен арқандағы кернеу

$P_{m,o} = 2163,5 \text{ кН}$ - алғашқы шығындардан кейін алдын ала кернеу күші

Аралықтың ортасындағы қимаға арналған бүгуші мезет $M = 527 \text{ кН} \times \text{м}$

Бетонның салыстырмалы ылғалдылығы 80% ($RH=80\%$). N класты СЕМ цементіндегі бетон. Бетонның ылғалды сақталуының (шөгудің басталуы) аяқталу сәтіндегі бетонның жасы $t_s = 3$ күн. Кернелетін арматурамен бетонды сығымдау күшін салу мерзімі $t_0 = 3$ күн.

7.3-кесте – Аралық ортасындағы қималардың геометриялық сипаттамалары

Қиманың қалпы	Келтірілген қима ауданы, мм ²	Келтірілген қиманың инерция мезеті, мм ⁴	Келтірілген қиманың ауырлық орталығының қалпы мм
Аралықтың ½	354557,64	$5,68 \times 10^{10}$	717

Анықтау: 1 Арматураны тіреуге келген кездегі алдын ала кернеу күшінің уақытқа тәуелді шығындары

Шешім:

1 Арматураны тіреуге керген кездегі алдын ала кернеу күшінің уақытқа тәуелді шығындарын анықтау

Арқандардың релаксациясынан келген шығындар

2-класқа сәйкес келетін, баяу релаксацияланатын арқандар үшін релаксациядан келген шығындар 5.3.1. сәйкес анықталады:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}$$

$\rho_{1000} = 2,5\%$ - ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 сәйкес баяу релаксацияланатын арқандар үшін

$t = 500000$ сағат (шамамен 57 жыл)

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1297,1}{1860} = 0,7$$

Релаксациядан келген шығынды анықтаймыз:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,70} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,70)} \times 10^{-5} = 0,039 = 3,9\%$$

Жиынтық релаксация 3,9%:

1% - бетонға сығымдау күшін беру мезетіне дейінгі арқандардың релаксациясы

2,9%- күшті бергеннен кейін арқандардың релаксациясы.

$$\Delta\sigma_{pr1} = 0,029 \times \sigma_{pi} = 0,029 \times 1297,1 = 37,62 \text{ МПа}$$

Қатаю кезінде шөгудің салыстырмалы деформациясының шектік шамасы $t = \infty$ уақыты үшін құрайды:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 62,5 \times 10^{-6}$$

$t = 30$ күнді құрайтын уақыт үшін $\beta_{as}(t)$ бетонның шөгуінің даму функциясын анықтаймыз

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \times 30^{0,5}) = 0,666$$

$t = 30$ күн болғанда $\varepsilon_{ca,s}(t)$ қатаю кезінде бетонның қалдық салыстырмалы шөгу деформациясы құрайды:

$$\varepsilon_{ca,s}(t) = (1 - \beta_{as}(t)) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = (1 - 0,666) \times 62,5 \times 10^{-6} = 20,88 \times 10^{-6}$$

Арқалықтың көлденең қимасының келтірілген өлшемінің шамасы h_0 келесі формула бойынша анықталады

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 3,45 \times 10^5}{4603} = 149,9 \approx 150 \text{ мм}$$

$A_c = 3,45 \times 10^5 \text{ мм}^2$ - бетондық қима ауданы

$u = 4603 \text{ мм}$ - қима периметрі

5.3-Кесте бойынша бетонға арналған интерполяция бойынша C35/45

$$\varepsilon_{cd,0} = 270 \times 10^{-6}$$

Интерполяция бойынша 5.4-кесте бойынша $h_0 = 150$, $k_h = 0,925$

Бетонның құрғап шөгуінің салыстырмалы деформациясының негізгі (номиналды) мәні: $270 \times 10^{-6} \times 0,925 = 249,75 \times 10^{-6}$

β_{ds} - уақыт бойынша бетонның шөгуінің даму функциясы, келесі формула бойынша анықталады

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}}$$

$t = 30$ - шөгу бөлігінің шамасы есептелетін бетонның жасы;

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \times \sqrt{150^3}} = 0,27$$

$t = 30$ күнді құрайтын уақыт мезетінде құрғағанда бетонның қалдық салыстырмалы шөгу деформациясы тәуелділік бойынша анықталады

$$\varepsilon_{cd,s} = (1 - 0,27) \times 249,75 \times 10^{-6} = 182,3 \times 10^{-6}$$

$t = 30$ күн болатын мерзімде $\varepsilon_{cs}(t)$ бетонның толық қалдық салыстырмалы деформацияның шамасы құрайды:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,s} + \varepsilon_{ca,s} = 182,3 \times 10^{-6} + 20,88 \times 10^{-6} = 203,18 \times 10^{-6}$$

$\varphi(t, t_0)$ жылжу коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$$

$$t = \infty \text{ болғанда } \beta_c(t, t_0) = 1$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

φ_{RH} жылжу коэффициентіне ылғалдылықтың әсерін сипаттайтын коэффициентті анықтаймыз

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ МПа}$$

$$f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2$$

α_1, α_2 - бетон беріктігінің әсер ету коэффициенттері

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,865$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,96$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{150}} \times 0,865 \right] \times 0,96 = 1,27$$

$\beta(f_{cm})$ - жылжу коэффициентіне беріктіктің әсерін ескеретін фактор

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

$\beta(t_0)$ - жүктемені түсіру уақытын ескеретін фактор

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 30^{0,2})} = 0,48$$

Жылжудың шартты коэффициентінің шамасы φ_0 келесі мәнге ие:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 = 1,27 \times 2,56 \times 0,48 = 1,56$$

Жылжудан, шөгуден және релаксациядан болған жиынтық шығындар:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times (1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))},$$

Егер бетон қимасының көбірек сығымдалған талшығындағы кернеулер $0,45 \times f_{ck}(t)$ асатын болса, онда жылжудың шартты коэффициентінің мәнін түрлендіру талап етіледі.

Алдын ала кернеу күшінен қимадағы кернеулерді анықтаймыз.

Қиманың төменгі шегіндегі кернеулер:

$$\sigma_c = P_{m,0} \times (\frac{1}{A_{red}} + \frac{e}{W_{c1}})$$

$P_{m,0} = 21635 \text{ кН}$ - бастапқы шығындарды ескере отырып, шоғырдың керілу күші

$e = Z_{cp} = 617 \text{ мм}$ - келтірілген қиманың ауырлық орталығынан кернелетін арматураның келтірілген орналасу орталығына дейінгі арақашықтық

$$\sigma_c = 2163500 \times (\frac{1}{354557,64} + \frac{617}{79,22 \times 10^6}) = 22,95 \text{ МПа}$$

Қиманың жоғарғы шегіндегі кернеулер:

$$\sigma_c = P_{m0} \times (\frac{1}{A_{red}} - \frac{e}{W_{c2}})$$

$$\sigma_c = 2163500 \times (\frac{1}{354557,64} - \frac{617}{131,2 \times 10^6}) = -4,07 \text{ МПа}$$

Меншікті салмақтан болатын қимадағы кернеулер

Қиманың ортасындағы бүгілуші мезет $M = 527 \text{ кН} \times \text{м}$

Сығымдалуға беріктік шегі

$$\sigma_{np} = 0,6 \times f_{ck}(t) = 0,6 \times 35 = 21 \text{ МПа}$$

$f_{ck}(t) = 35$ - $t = 30$ күнді құрайтын уақыт мезетінде сығымдалу кезіндегі бетонның сипаттамалық беріктігі, содан бастап оған алдын ала кернеу күші әсер етеді.

Қиманың төменгі шегіндегі кернеу:

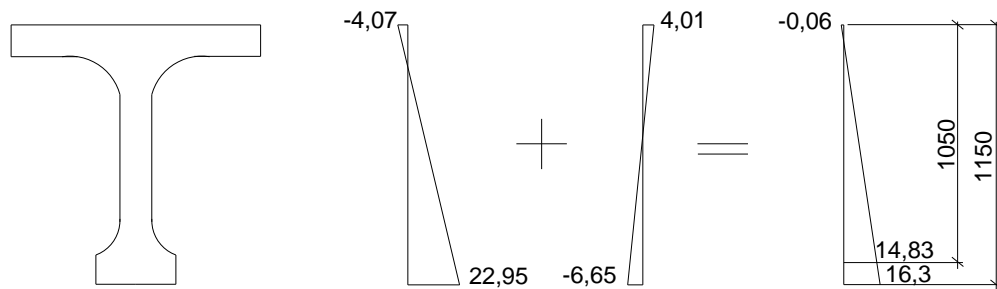
$$\sigma = \frac{-527 \times 10^6}{79,22 \times 10^6} = -6,65 \text{ МПа}$$

Қиманың жоғарғы шегіндегі кернеу:

$$\sigma = \frac{527 \times 10^6}{131,2 \times 10^6} = 4,01 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\max} = 16,3 \text{ МПа} < \sigma_{\text{np}} = 21 \text{ МПа}$$

$\sigma_{c, QP} = 14,83 \text{ МПа}$ - кернелетін шоғырлардың келтірілген орталығының орналасу деңгейінде қимадағы кернеу (7.14-Суретті қараңыз).



7.14-сурет – Қимадағы кернеулердің эпюрасы

Тексерулер:

$$|\sigma_{\min}| = 4,07 \text{ МПа} > f_{ctm} = 3,2 \text{ МПа}$$

Дайындау кезеңінде элемент осіне қалыпты сызаттардың ашылу енін анықтау талап етіледі.

$$0,45 \times f_{ck}(t) = 35 \times 0,45 = 15,75 \text{ МПа} < 16,3 \text{ МПа}$$

Бұл шарттың орындалмауы себепті бетонның жылжу коэффициентін түзету қажет, сол арқылы оның линиясыздығын ескеру керек.

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$$

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ - линиялық емес жылжудың түрлендірілген (линиялық емес) коэффициентінің шектік мәні

k_σ - жүктеу деңгейіне байланысты коэффициент

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = 1,56 \times e^{(1,5 \times (0,47 - 0,45))} = 1,56 \times 1,03 = 1,61$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t)} = \frac{16,3}{35} = 0,47$$

Жылжудан, шөгуден және релаксациядан келетін жиынтық шығындар

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} =$$

$$= 1668 \times \frac{203,18 \times 10^{-6} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 37,62 + \frac{195}{34} \times 1,61 \times 14,83}{1 + \frac{195}{34} \times \frac{1668}{354557,64} \times (1 + \frac{354557,64}{5,68 \times 10^{10}} \times 617^2) \times (1 + 0,8 \times 1,61)} = 285,24 \text{ кН}$$

Алдын ала сығымдау күшінің орташа мәні

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r} = 2163,5 - 285,24 = 1878,26 \text{ кН}$$

Пайыздық қатынастағы шығындар

$$\frac{P_{\max} - P_{m,t}}{P_{\max}} \times 100\% = \frac{2400,25 - 1878,26}{2400,25} \times 100\% = 21,7\%$$

7.4.5 Есептеуде алдын ала кернеуді есепке алу

7.4.5.1 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.10.7 сәйкес сыртқы кернеуші элементтерде алдын ала кернеуден екінші қатардың мезеттері туындауы мүмкін.

Алдын ала кернеудің жанама әсерінен болатын мезеттер статикалық анықталмаған конструкцияларда ғана туындайды.

Линиялық есептеу кезінде күштерді және мезеттерді қайта бөлу орындалатынын алдында алдын ала кернеудің тікелей, сонымен қатар жанама әсерін ескеру қажет.

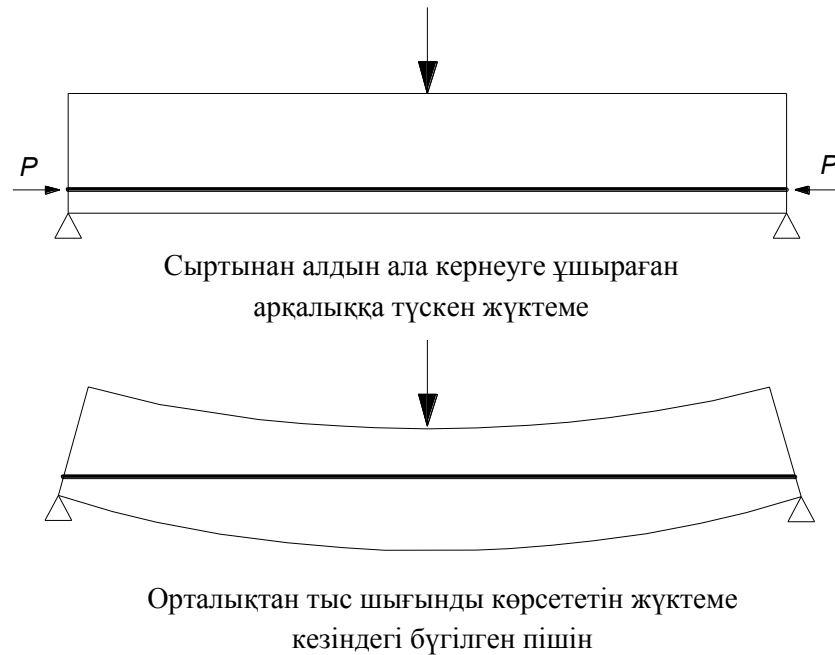
Икемді және линиялық емес есептеуде алдын ала кернеудің екіншілікті әсері қосымша икемді бұрылыс ретінде ұсынылуы мүмкін, кейін ол бұрылысқа қабілеттікті тексеру кезінде ескерілуі тиіс.

Бетонға керілу кезінде арналарды инъекциялағаннан кейін болат пен бетон арасындағы ілінісу қатқыл ретінде қарастырылуы мүмкін. Алайда толтырғанға дейін кернеуші элементтерді ілінісуге ие емес ретінде қарастыру қажет.

Бұрылыстың нүктелері (девиаторлар) арасындағы сыртқы кернеуді элементтер тік линиялы ретінде қарастырылуы мүмкін.

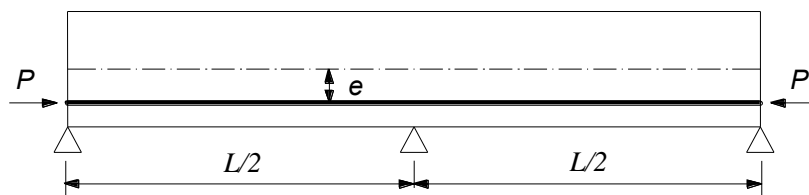
7.4.5.2 Бетонға сыртқы және ішкі алдын ала кернеу арасында екі негізгі айырмашылық бар. Біріншіден, екінші қатардың әсерлері кернелетін арматураның сыртқы элементтерімен алдын ала кернеу нәтижесінде туындауы мүмкін. Бұл кернелетін арматура элементі мен бетон арасындағы үздіксіз байланыстың болмауынан орын алады, сондықтан арматуралық элемент бетондық элемент секілді барлық жерде иіле бермейді. Бұл құбылыс төтенше жағдай үшін 7.15-суретте көрсетілгендей, түсірілген жүктемедегі алдын ала кернеу мезетін жоғалтуға, сонымен қатар алдын ала кернеу бірінші қатардың бүгілістерінің үстінде басымдылыққа ие болатын жерде алдын ала кернеу мезетінің [2] ұлғаюына әкелуі мүмкін. Бұл әсер жобалау кезінде қарастырылуы тиіс. Кернелетін арматура элементін бетонмен бірге қозғалуға мәжбүрлейтін аралық девиаторларды орнату есебінен ықпал елеулі түрде төмендейді.

7.4.5.3 Алдын ала кернеу орын алғанда, ал арматураның бетонмен ілінісуі қамтамасыз етілмеген жағдайда, кернелетін арматураның элементіндегі және қоршаған бетондағы деформациялар тең болмайды. Бұл бүгіліс кезінде қиратқыш күйді анықтаған кезде ескерілуі тиіс.

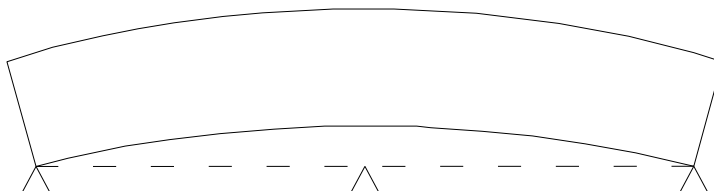


7.15-сурет – Аралық девиаторларсыз бетонға керумен алдын ала кернеуге ұшыратылған арқалықтағы қайталама әсер

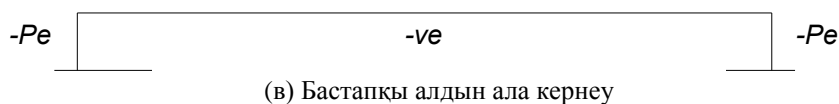
7.4.5.4 Статикалық анықталатын элементтер үшін, кез келген қимадағы алдын ала кернеу мезеті $P \times e$ ретінде беріледі. Қимадағы алдын ала кернеудің осьтік күші элементтің ауырлық ортасы мен кернелетін арматура арасындағы эксцентриситетке көбейтіледі. Бұл алдын ала кернеудің негізгі (бастапқы) мезеті деп аталады. Қайталама немесе «паразиттік» мезеттер статикалық анықталмайтын конструкциялардың алдын ала кернеуімен байланысты енгізілуі мүмкін [2]. Олар алдын ала кернеуден туындаған, тіректермен бүгілуді шектеу себепті туындайды. Қайталама мезеттер көбінесе үлкен маңызға ие және атауына қарамастан, оларды елемей қоюға мүлдем болмайды (7.16-Сурет).



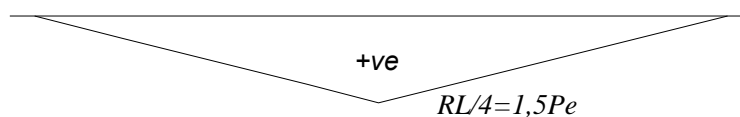
(а) Кесінді емес екі аралықты элементтің алдын ала



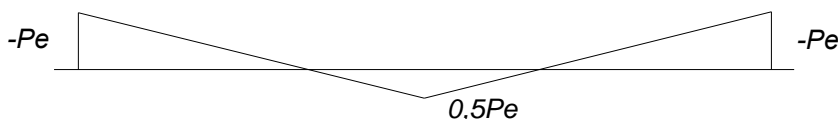
(б) Орталық тіреусіз алдын ала кернеуден бүгілген пішін



(в) Бастапқы алдын ала кернеу



(г) Алдын ала кернеудің қайталама мезеттері



(д) Алдын ала кернеу моментінің жалпы саны

7.16-сурет – Алдын ала кернеудің бастапқы және қайталама мезеттері

8 КӨТЕРГІШ ҚАСИЕТТЕРІ БОЙЫНША ШЕКТІК КҮЙЛЕР (ULS)

8.1 Осьтік бойлық күшпен немесе бойлық күшсіз бүгілу

8.1.1 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1(2)Р сәйкес, темірбетон және алдын ала кернеуленген конструкциялардың қималарында шектік бүгілуші мезетті анықтау кезінде келесі жорамалдар қабылданды:

- а) Жазық қималар жазық түрінде қалады;
- б) бетонмен ілінісуге ие арматураның немесе кернеуші элементтердің салыстырмалы деформациялары созылған кезде де, сығылған кезде де қоршаған бетонның салыстырмалы деформациялары секілді мағыналарға ие;
- в) Созылу кезінде бетонның беріктігі ескерілмейді;
- г) бетондағы сығымдалу кернеулері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.1.7 тармағында келтірілген есептік тәуелділік, байланыстырушы кернеу және салыстырмалы деформациялар бойынша қабылданады;

д) Арматурадағы және алдын ала кернеуленген болаттағы кернеулер есептік диаграммалар бойынша қабылданады (5.9-сурет және 5.11-сурет);

е) Кернеуші элементтердің бастапқы салыстырмалы деформациялары олардағы кернеулерді анықтаған кезде ескеріледі.

Линиялық деформацияларға қатысты а) жорамалы өзектер ретінде қарастыруға болатын және арқалық-қабырғаларға тарамайтын, бүгілетін және орталықтан тыс-сығымдалған/керілген элементтерде кернеулі-деформацияланған күйді анықтау үшін ғана сәйкес келеді. Жорамал сонымен қатар жүктеменің жергілікті әсеріне есептеулер кезінде, мысалы, кернелетін арматураның анкерлеу аймақтарында пайдаланылмайды.

Бетондағы арматураның жергілікті жылжуы сондай-ақ арматура деформацияларының іргелес бетондағы осындай болып тура сәйкес келе бермейтіндігін білдіреді, алайда, бетонмен ілінісуге ие арматурамен конструкцияларды жобалау кезінде жоғарыда келтірілген тең деформациялар туралы жорамал б) тәжірибе жүзіндегі одеректермен елеулі айырмашылықтарға әкелмейді және қолданыла алады.

8.1.2 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1(3) тармағына сәйкес, сығымдалған кездегі бетонның салыстырмалы деформациясын «кернеу – салыстырмалы деформация» қабылданған диаграммасына байланысты ε_{cu2} немесе ε_{cu3} дейін шектеу қажет, ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 5.1.7-тармағын және 5.1 Кестені қараңыз. Арматуралық болаттың және алдын ала кернеуленген болаттың салыстырмалы деформацияларын ε_{ud} мәніне дейін шектеу қажет (қолданылатын жерінде).

Арматура үшін кернеу-деформация есептік қисық сызықтары критикалық деформация бойынша шекпен көлбеу тармақты қамтиды (5.9-Сурет). Көлбеу тармақты ескере отырып есептеулер арматурамен әлсіз күшейтілген арқалықтарда арматураны аздап үнемдеуге әкеледі, бұл көпірлік конструкциялар үшін тән емес (көпірлік арқалықтарда қирау сығымдалған аймақтың бетоны бойынша орын алады, яғни арматурамен қалыпты күшейтілген немесе қатты күшейтілген жерлер), еңбекті көп талап етеді және қолмен есептеп шығаруға жарамайды. Есептік теңдеулер көлденең жоғарғы тармақпен арматураның кернеу-деформация қисық сызығын пайдаланумен және деформация шегінің болмауымен ғана шығарылады. Алайда аталмыш ұстанымдар көлбеу тармақты пайдалануға да қатысты болады. Алдын ала керуді ескере отырып есептеулерде көлбеу тармақты қисық сызықтар әлдеқайда қолайлы болады.

8.1.3 Ұсынылған мән $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$. 5.8-Кестеде кернелмейтін арматура үшін икемділіктің сипаттамалары келтірілген.

8.1.4 Кернелетін болат үшін ұсынылатын мән $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$ мәніне тең. Егер дәл мәндер белгісіз болса, онда ұсынылатын мәндер: $\varepsilon_{ud} = 0,02$ және $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

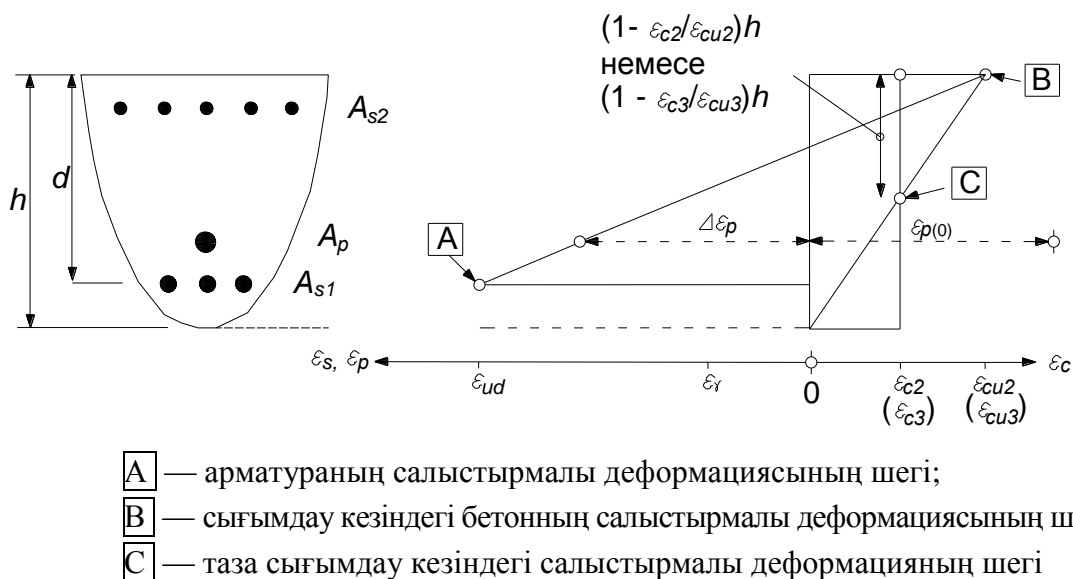
8.1.5 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1(4)-тармағына сәйкес, N сығымдаушы күшінің әсеріндегі симметриялық арматурамен көлденең қималар үшін кездейсоқ эксцентриситет мәнін қолдану қажет $e_0 = \min(h/30, 20 \text{ мм})$, мұнда h қиманың биіктігі болып табылады. Бұл жағдайда минималды бүгілу мезетінің мәні $M = N \times e_0$ тең болады.

Минималды бұгуші мезетті кез келген оське қатысты қарастыру керек, бірақ ішінара басты ось бойынша номиналды мезет ортогоналды ось бойынша бұгуші мезетке

қарсылыққа үлкен әсер көрсетпейтін болады, сондықтан еленбеуі мүмкін. Егер тұғырлар икемді болса екінші қатардың мезеттері ескерілуі тиіс, егер тұғырлар қатты болса, ескермеуге болады. Кездейсоқ ауытқулардан болатын мезеттер әрдайым ескерілуі тиіс.

8.1.6 Шамалас шоғырланған жүктемемен жүктелген ($e_d / h < 0,1$), қималар үшін, мысалы, қорапты арқалықтардың сығымдалған тақталары, қиманың осы бөлігіндегі сығымдаудың орташа салыстырмалы деформациясын e_{c2} мәніне дейін шектеу қажет (немесе егер 5.5-Суретке сәйкес билиниялық тәуелділік пайдаланылатын болса e_{c3} мәніне дейін).

Қиманың биіктігі бойынша салыстырмалы деформациялардың ықтимал бөліністері 8.1-Суретте берілген.



8.1-сурет — Көтергіш қабілет бойынша шектік күйдегі салыстырмалы деформациялардың ықтимал бөлінуі

Қимадағы шектік мезетке кедергі алгебралық болмаса итеративті әдістердің көмегімен деформациялардың ортақтастығы әдісімен анықталуы мүмкін. Итеративті әдісті келесі қадамдарға бөлуге болады:

а) бейтарап осьтің биіктігін жуықтап бағалау және сығымдалған кездегі бетонның шеткі талшығында ε_{cu2} (немесе егер кернеу-деформация параболалық-тікбұрышты эпюра пайдаланылмайтын болса, ε_{cu3}) деформациясына және деформацияның линиялық бөлінісіне жол бере отырып, созылған және сығымдалған арматурада деформацияны есептеу;

б) кернеу-деформацияны мінсіздендіруден шығара келе, болат арматураның есептік деформацияларына сәйкес келетін болат арматураның кернеуін есептеп шығару;

в) кернеу-деформацияны мінсіздендіруден шығара келе, бейтарап осьтің болжалды биіктігімен байланысты деформацияларға сәйкес келетін бетондағы кернеулерді есептеп шығару;

г) созылудың нәтижелі күшін және қимадағы сығымдаушы күшті есептеп шығару. Егер олар тең болмаса, бейтарап осьтің беіктігін өзгерту және а қадамына оралу)

д) Созылудың нәтижелі күші нәтижелі сығымдаушы күшке тең болғанда, қиманың жалпы нүктесіне қатысты мезетті анықтау, бұл кедергінің ізделіп отырған шектік мезеті болады.

8.1.7 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1(7) тармағына сәйкес, бетонмен ілінісуге ие емес сыртқы алдын ала кернеуленген арматуралық элементтер үшін екі жүйелі бекітілген нүктелердің (анкерлердің немесе девиаторлардың) арасындағы алдын ала кернеуленген арматурадағы салыстырмалы деформациялар тұрақты болып шамаланады. Алдын ала кернеуленген арматурадағы салыстырмалы деформациялар қарастырылып отырған бекітілген нүктелер арасындағы конструкцияның деформациясынан туындаған, салыстырмалы деформацияның шамасына ұлғайтылған шығындарды айқындағаннан кейін қалдық салыстырмалы деформацияларға тең болады.

Темірбетон элементтердің алдын ала кернеуленген көлденең қималарын жобалауға арналған жалпы жорамалдар алдын ала кернеуленбеген темірбетонға арналған жалпы жорамалдарға ұқсайды. Кернелетін арматураның алдын ала кернеуленген элементтеріндегі бастапқы деформация шектік кедергіні бағалау кезінде ескеріледі. Бұл «алдын ала деформация» барлық шығындардан кейін алдын ала кернеудің есептік күшіне сәйкес келетін деформация болып табылады, $P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}$. Содан кейін алдын ала деформация алдын ала деформацияға сәйкес келетін шамаға кернелетін арматураның алдын ала кернеуленген элементтері үшін кернеу-деформация есептік эпюралары координаттарының басталуын жылжыту арқылы қималардың бүгіліс беріктігінде назарға алынады. Кернелетін арматураның бетонмен ілінісуін әрі қарай қамтамасыз етумен алдын ала кернеу үшін, кернелетін арматура деформациясының өзгерісі іргелес бетондағы деформацияның өзгерісі секілді есептеледі. Бұл жол беру бетонмен ілініспейтін кернелетін арматуралық элементтерге тарамайды.

8.1.8 [6.1(108)] Бетонмен ілініспейтін, сыртқы алдын ала кернеуленген арматуралық элементтер үшін екі жүйелі түрде бекітілген нүктелер арасындағы алдын ала кернеуленген арматурадағы салыстырмалы деформациялар тұрақты болып шамаланады. Алдын ала кернеуленген арматурадағы салыстырмалы деформациялар қарастырылып отырған бекітілген нүктелер арасындағы конструкцияның деформациясынан туындаған, салыстырмалы деформацияның шамасына ұлғайтылған шығындарды анықтағаннан кейін қалдық салыстырмалы деформацияларға тең болады.

8.1.9 [6.1(109)] Алдын ала кернеуленген конструкциялар үшін 5(P) (5.10.1) талабы келесі әдістердің кез келгенімен орындалуы мүмкін:

а) Алдын ала кернеуленетін арматураның кішірейтілген ауданын пайдаланып, көтергіш қабілетті тексеру. Тексеріс келесі тәртіпте орындалады:

1) Жүктемелердің жиі кездесетін үйлесімінен туындаған бүгуші мезетті есептеп шығару;

2) 1) тізіміне сәйкес есептеп шығарылған алдын ала кернеу мен бүгуші мезеттің бірлесе әсер етуінде шеткі фибралардағы кернеу f_{ctm} шамасына жететіндей түрде алдын ала кернелетін арматураның кішірейтілген ауданын анықтау;

3) алдын ала кернелетін арматураның кішірейтілген ауданын пайдаланып, шектік бұғуші мезетті есептеп шығару. Осы мезеттің жиі кездесетін жүктемелердің үйлесімінен туындаған бұғуші мезеттен асып кететіндігіне көз жеткізу қажет. Осы тексеру кезінде конструкциялардың шегінде ішкі күштердің қайта бөлінісі ескерілуі мүмкін; бұл жағдайда шектік бұғуші мезетті ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 2.1N Кестесінде көрсетілген кездейсоқ жобалық шарттар үшін материалдың беріктік қорының жеке қауіпсіздік коэффициенттерін пайдаланып есептеу керек;

б) Арматура қимасының минималды ауданын (8.1) Формула бойынша қамтамасыз ету. Басқа мақсаттар үшін арналған арматура қимасының ауданы $A_{s,min}$ есебіне енгізілуі мүмкін:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (8.1)$$

мұнда M_{rep} – шеткі созылған фибрадағы f_{ctx} созылуға тиісті беріктікті пайдаланумен есептеп шығарылған сызат түзу мезеті; сонымен бірге алдын ала кернеудің әсері ескерілмейді. Құрама элементтердің түйіспелері бойынша $M_{rep}=0$ тең қабылдау керек;

z_s – көтергіш қабілет бойынша шектік күйдегі арматураға қатысты иінірдің иіні.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мән: $f_{ctx}=f_{ctm}$.

в) қиратпайтын әдістер немесе мониторинг арқылы кернеуші элементтердің күйін тексеру және бақылау үшін алдын ала кернеуленген бетондық элементтерге жеңіл қатынауды қамтамасыз ету.

ЕСКЕРТПЕ а), б), в) әдістері ұсынылады.

8.1.10 [6.1(110)] Егер 8.1.9 тармағында б) әдісі таңдап алынса, онда келесі ережелер қолданылады:

а) нормативтік жүктемелердің үйлесуінде бетонда созылу кернеуі туындайтын учаскелерде арматура қимасының минималды ауданын қамтамасыз ету қажет. Осы тексеру кезінде алдын ала кернеудің қайталама әсерлерін ескеру керек, ал бастапқы әсерлерін елемей керек;

б) Алдын ала кернеуленген элементтер үшін келесі балама әдістердің бірін пайдалана отырып, (8.1) Формула қолданылады:

1) минималды шамадан кем дегенде k_{cm} рет асатын, бетонның қорғаныстық қабатымен алдын ала кернеуленген арматуралық элементтердің ауданы $A_{s,min}$ ауданы ретінде қарастырылады. Формулада арматуралық тұтамдар үшін z_s шамасы пайдаланылады; f_{yk} шамасының орнына $f_{p0,1k}$; пайдаланылады.

2) $0,6 \times f_{pk}$ төмен кернеулермен алдын ала кернеуленген арматуралық элементтер нормативтік жүктемелер үйлесімінің әсер етуі кезінде шығындарды айқындағаннан кейін

толығымен белсенді ретінде қарастырылады. Бұл жағдайда (8.1) Формуласының орнына келесі формула пайдаланылады:

$$A_{s,min} \times f_{yk} + A_p \times \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (8.2)$$

мұнда $\Delta \sigma_p$ $0,4 \times f_{ptk}$ және 500 МПа шамаларының азы ретінде анықталады;

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мән $k_{cm} = 2,0$.

в) Көп аралықты тілімденбеген арқалықтар үшін (8.1, 8.2) Формулалары бойынша алынған $A_{s,min}$, минималды қима ауданымен арматураны қарастырылып отырған аралықта аралық тірекке дейін жеткізу керек.

Егер көтергіш қабілет бойынша шектік күйде беріктіктің нормативтік мәндері үшін есептелген f_{yk} және $f_{p0,1k}$, кернелмейтін және алдын ала кернелген арматурамен (тіректердің үстінде орналасқан) қамтамасыз етілетін созылуға кедергі бетонның сығымдалған аймағының кедергісіне қарағанда төмен болса, осындай, алайда, қажет болып табылмайды, содан анықталатыны, соңғысының қирау ықтималдығы аз:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 a_{cc} f_{ck}, \quad (8.3)$$

мұнда $t_{inf} b_0$ — сәйкесінше, сығымдалған аймақ қимасының қалыңдығы және ені. Таврлық профильдер үшін $t_{inf} = b_0$;

A_s, A_p — сәйкесінше, көтергіш қабілет бойынша шектік күйде созылу аймағындағы кернелмейтін және алдын ала кернелген арматура қимасының ауданы.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мән $k_p = 1$.

8.1.11 Тұрақты қималар үшін (кем дегенде сығымдалған аймақта) [2]-де ұсынылған жеңілдегілген теңдеулерді пайдалануға болады. Бірқатар етіп арматураланған арқалықтарды немесе тақталарды қараймыз.

Сығымдалған аймақтың бетонындағы параболалық-тікбұрышты таралу гипотезасын қабылдаймыз (8.2-сурет).

Қирау кезеңіндегі шектік бүгілуші мезет кез келген нүктеге қатысты анықталуы мүмкін. Әдетте осындай нүктелер үшін немесе біркелкі әрекет ететін созылған арматураның сығымдалған аймағында тең әрекет ететін қалыпты қабылдайды. Бетондағы кернеулердің параболалық-тікбұрышты эпюрасының орталығына қатысты мезетті есептеп шығару үшін өрнек келесі түрде жазылуы мүмкін:

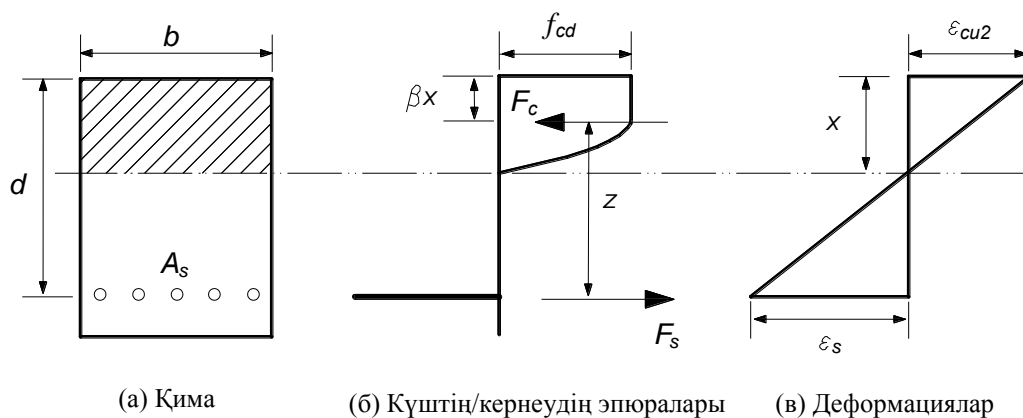
$$M = F_c \times z = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s \times z, \quad (8.4)$$

мұнда z — күштің ішкі жұбының иіні;

$f_{yk} = 500$ МПа — болаттың аққыштығының шегі;

$\gamma_s = 1,15$ – болат үшін сенімділік коэффициенті;

A_s – созылған арматураның ауданы.



8.2-сурет – Бір арматурамен тікбұрышты қима арқалығы (қираған кездегі бетондағы кернеулердің параболалық-тікбұрышты эпюрасы)

Созылған арматураның ауырлық орталығына қатысты мезетті анықтаймыз:

$$M = F_c \times z = f_{av} \times b \times x \times z, \quad (8.5)$$

мұнда f_{av} – бетондағы орташа кернеулер кернеулердің пайдаланылатын диаграммасына байланысты анықталады:

f_{cd} – бетонның есептік кедергісі

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

n , ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} , ϵ_{c3} , ϵ_{cu3} мәндері бетонның тиісті класы үшін 5.1-Кестеден алынады.

Қима тең салмақтылықта болғандықтан, кез келген оське барлық күштер проекцияларының жинағы нөлге тең болады, бұл бетондағы және арматурадағы күштердің теңдігіне сәйкес келеді:

$$F_s = F_c \Rightarrow f_{av} \times b \times x = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s, \quad (8.6)$$

Осыдан келіп шығады:

$$\frac{x}{d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times f_{av}} \times \rho, \quad (8.7)$$

мұнда $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$ – арматурамен күшейту коэффициенті

8.1.12 Ішкі жұптың иінін келесі түрде анықтаймыз

$$z = d - \beta \times x, \quad (8.8)$$

мұнда x – бетонның сығымдалған аймағының биіктігі

β – бетонның пайдаланылатын диаграммасының түріне байланысты болатын коэффициент

(8.5) –ке (8.8) қойып алатынымыз:

$$M = f_{av} \times b \times x(d - \beta \times x) = f_{av} \times b \times x \times (1 - \beta \times \frac{x}{d}) \times d,$$

немесе

$$\frac{M}{b \times d^2} = f_{av} \times \frac{x}{d} \times (1 - \beta \times \frac{x}{d}), \quad (8.9)$$

Қиманың шектік мезетін (8.4) Формула бойынша, сондай-ақ (8.9) Формула бойынша анықтауға болады

ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 3.2-тармағынан

$$\varepsilon_{s,yeld} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s}, \quad (8.10)$$

Жазық қималардың гипотезасы бойынша (8.2-сурет):

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu2}}{x} \times (d - x) = \varepsilon_{cu2} \times (\frac{d}{x} - 1), \quad (8.11)$$

Арматураның беріктік қасиеттерін жүзеге асыру мүмкіндігін қамтамасыз ету үшін келесі шарт орындалуы тиіс:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s,yeld} \Rightarrow \varepsilon_{cu2} \times (\frac{d}{x} - 1) \geq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s};$$

Іс жүзінде бұл теңсіздік сығымдалған аймақтың шектік салыстырмалы биіктігін анықтау үшін пайдаланылады:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu2}} + 1)} \quad (8.12)$$

8.1.13 Егер осы шарт орындалмаса, онда келесіні жасау керек:

- қиманың өлшемін ұлғайту;
- сығымдалған арматураны қосу;
- арматурадағы нақты күшті және кедергі мезетін анықтау үшін деформациялардың үйлесімділігі әдісін пайдалану;
- $M = A_s \times E_s \times \varepsilon_s \times z$ теңдеуін пайдалану.

Кернеулер эпюрасының тікбұрышты кескінін қабылдауға жол беріледі (8.3-сурет). Бұл жағдайда кернеу эпюрасының биіктігі сығымдалған аймақтың үлестерінде анықталады (бейтарап осьтен ε_{cu3} салыстырмалы деформациямен талшықтарға дейінгі арақашықтық)

Бетондағы кернеулердің тікбұрышты эпюрасы үшін

$$M = A_s \times f_{yd} \times z,$$

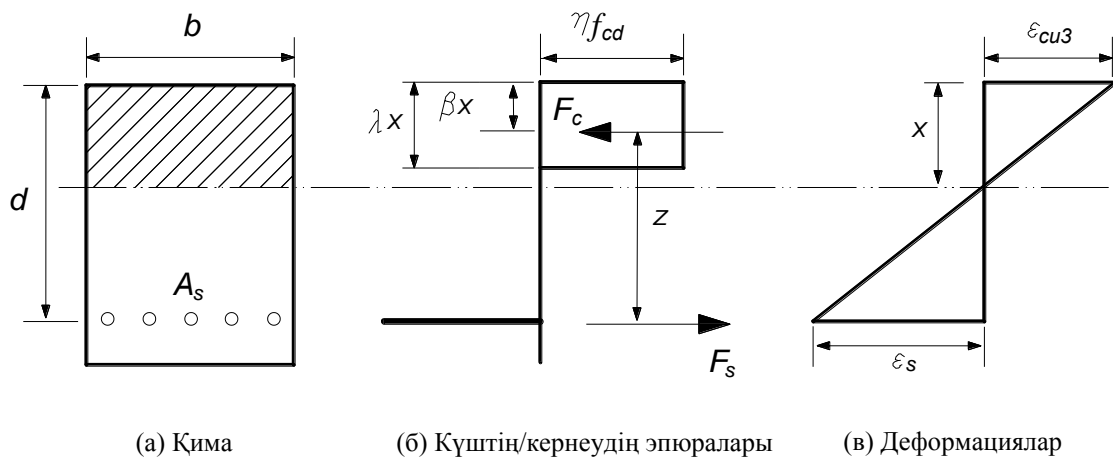
мұнда

$$z = d \times \left(1 - \frac{f_{yd} \times A_s}{2 \times \eta \times f_{cd} \times b \times d}\right),$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\gamma \times b \times \eta \times f_{cd}}.$$

Тікбұрышты эпюра үшін (8.12) өрнегін келесі түрде жазамыз:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu3}} + 1\right)}.$$



8.3-сурет – Қираған кездегі жалғыз арматурамен тікбұрышты қималы арқалық (Бетондағы кернеулердің тікбұрышты эпюрасы)

(8.9) Формуласында ауыстыруды жүзеге асырамыз

$$K_{av} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{av}}.$$

Осылайша, келесі өрнекті аламыз:

$$K_{av} = \frac{x}{d} \times \left(1 - \beta \times \frac{x}{d}\right).$$

Жақшаны ашып, түрдің квадраттық теңдеуін аламыз:

$$\beta \times \left(\frac{x}{d}\right)^2 - \frac{x}{d} + K_{av} = 0.$$

Осы теңдеудің түбірлері:

$$\frac{x}{d} = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 4 \times \beta \times K_{av}}}{2\beta}.$$

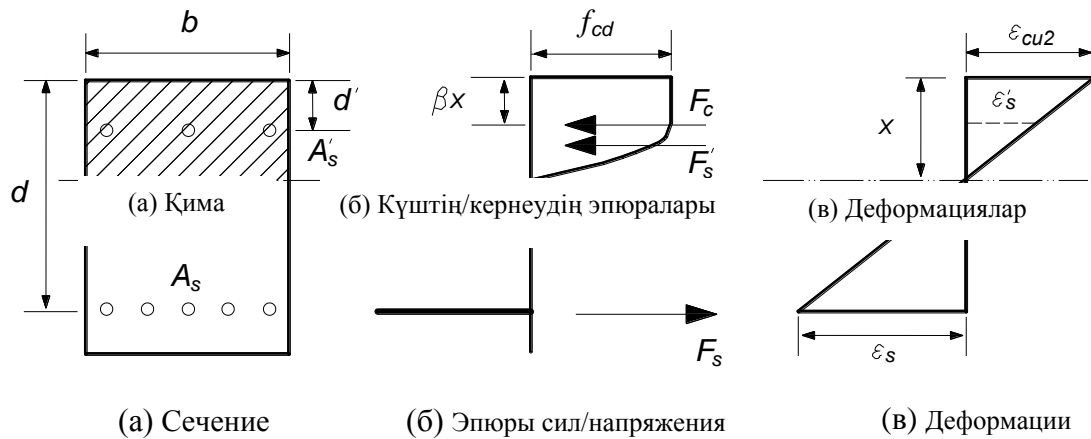
Алынған шешім (8.12) шартына сәйкес болуы тиіс

8.1.14 Арматуралаудың минималды ауданы сыртқы және ішкі (шектік) мезеттің теңдігінен алынуы мүмкін. Немесе диаметрлер арасында өту кезінде A_s дискреттік

өзгерісті ескере отырып арматуралаудың талап етілетін ауданы келесі өрнекті қанағаттандыруы тиіс:

$$A_s \geq \frac{M \times \gamma_s}{f_{yk} \times z},$$

8.1.15 [2]-де келтірілген ұсыныстарды ескере отырып, 8.4-Суретте берілген қосарлы арматуралаумен арқалықты қараймыз.



8.4-сурет – Қирау кезінде қосарлы арматуралаумен тікбұрышты қиманың арқалығы (кернеудің параболалық-тікбұрышты эпюрасы)

Қимадағы күштердің тепе-теңдігінің шартын жазамыз:

$$F_c + F'_s = F_s \Rightarrow f_{av} \times b \times x + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A'_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s \quad (8.13)$$

Осыдан келіп шығады:

$$x = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times \frac{(A_s - A'_s)}{f_{av} \times b}.$$

Сонымен қатар осы тендеуден сығымдалған арматураның ауданын анықтау үшін тендеу шығады:

$$A'_s = A_s - \frac{f_{av} \times b \times x \times \gamma_s}{f_{yk}}.$$

Деформациялар бойынша тексеруді де жүзеге асыру қажет:

$$\epsilon'_s \geq \epsilon_{s,yeld} \Rightarrow \epsilon_{cu2} \times (1 - \frac{d'}{x}) \geq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s}.$$

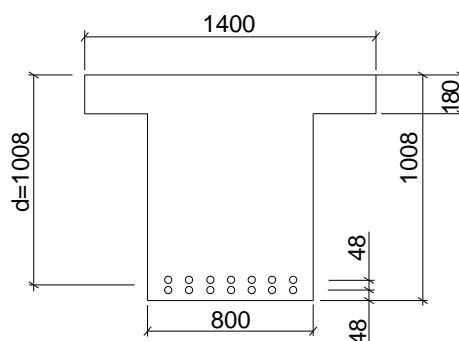
Демек,

$$\frac{x}{d'} \geq \frac{1}{(1 - C)}, \quad \text{где } C = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \epsilon_{cu2}}.$$

МЫСАЛ 8.1

Бастапқы деректер: Арқалықтың көлденең қимасы 8.5-Суретте берілген. Арматурамен күшейту - 14 өзек $\varnothing 36$, $A_s = 14252 \text{ мм}^2$. бетон класы $C30/37$, $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$ $\gamma_c = 1,5$ - ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 2.1N Кестесіне сәйкес бетон үшін сенімділік коэффициенті $\alpha_{cc} = 0,85$. Кернеулердің параболалық-тікбұрышты эпюрасы. Арматураның сипаттамалары: $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 1,15$.

Анықтау: 1 Т түріндегі арқалық қимасының шектік бұғу мезеті.



8.5-сурет – Арқалықтың көлденең қимасы

Шешім:

1 Т түріндегі арқалық қимасының шектік бұғуші мезетін анықтау

Бетондағы кернеулердің параболалық-тікбұрышты эпюрасын қабылдаймыз.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17,0 \text{ МПа}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ - сығымдалуға беріктікке әсер ететін, ұзақ мерзімді әсерлерді, сонымен қатар жүктемені түсіру тәсілімен байланысты қолайсыз әсерлерді ескеретін коэффициент

$$f_{av} = f_{cd} \times \left(1 - \frac{1}{1+n} \times \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}\right) = 17,0 \times \left(1 - \frac{1}{1+2} \times \frac{2}{3,5}\right) = 13,76 \text{ МПа}$$

f_{av} - бетон үшін $\sigma - \varepsilon$ параболалық-тікбұрышты диаграмманы пайдалану кезінде бетондағы орташа кернеулер

β - бетондық қимадағы кернеулер эпюрасының ауырлық орталығының қалпын анықтау үшін коэффициент. Кернеулердің параболалық-тікбұрышты эпюрасы үшін (5.25) бойынша есептеп шығарамыз:

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{(n+1)(n+2)}}{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{n+1} - \frac{\varepsilon_{cu2} \times \varepsilon_{c2}}{n+1}} = 1 - \frac{\frac{(3,5 \times 10^{-3})^2}{2} - \frac{(2,0 \times 10^{-3})^2}{(2+1) \times (2+2)}}{\frac{(3,5 \times 10^{-3})^2}{2+1} - \frac{3,5 \times 10^{-3} \times 2,0 \times 10^{-3}}{2+1}} = 0,42$$

Сығымдалған аймақтың салыстырмалы биіктігін тікбұрышты қима үшін ретінде анықтаймыз.

Арматурамен күшейту коэффициенті.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{14252}{1400 \times 1008} = 0,0101$$

$$\frac{x}{d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times f_{av}} \times \rho = \frac{500}{1,15 \times 13,76} \times 0,0101 = 0,319$$

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu2}} + 1 \right)} = \frac{1}{\left(\frac{500}{1,15 \times 200 \times 10^3 \times 0,0035} + 1 \right)} = 0,62$$

Тексеру орындалуда.

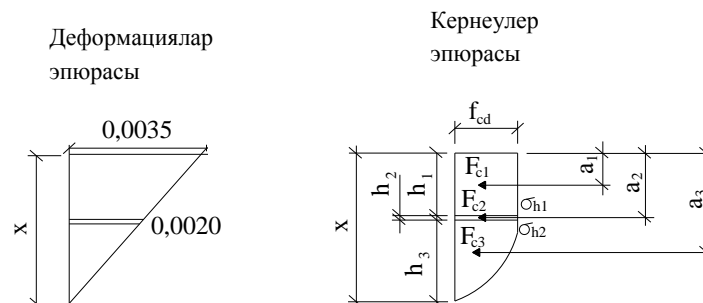
Сығымдалған аймақтың биіктігі

$$x = 0,319 \times 1008 \approx 322 \text{ мм} > 1,33h = 1,33 \times 180 = 239 \text{ мм}$$

Көріп тұрғанымыздай, сығымдалған аймақ қабырғаға кіреді және тақта қалыңдығының 1,33 асады, тікбұрышты ретінде қиманы есептеу мүмкін емес. Сәйкесінше, таврлық ретінде қиманы есептеу үшін, бірінші итерация үшін x ұлғайту керек.

Сығымдалған аймақтың биіктігін қабылдаймыз $x = 395 \text{ мм}$.

Кернеулердің эпюрасына сәйкес тең әсер етуші сығымдаушы күштердің қалпын анықтаймыз. Жалпы жағдайда сығымдалған аймақ үш блокқа бөлінеді. Бөлу сызықтары параболалық учаскеден тікбұрышты учаскеге өту орны арқылы және қабырға мен тақтаның шекарасы арқылы өтеді (жеке алғанда, тікбұрышты эпюра тақтада толығымен орналасқанда, бұл сызықтар сәйкес келеді және біз екі блокқа ие боламыз). Эпюраның бір нысанынан екіншісіне өту орны $\varepsilon = 0,002$ салыстырмалы деформациясына сәйкес келеді және жазық қималар гипотезасы бойынша үшбұрыштар секілдіден есептеп шығарылады (8.6-сурет).



8.6-сурет – Сығымдалған аймақ кернеулерінің және деформацияларының эпюралары

Блоктардың геометриясына сәйкес:

$$h_1 = \left(1 - \frac{0,002}{0,0035}\right) \times x = 169,3 \text{ мм (тақтадағы эпюра пішінінің өзгеруі)}$$

$$h_2 = 180 - h_1 = 180 - 169,3 = 10,7 \text{ мм (1400 мм болатын ендегі парабодалық пішін)}$$

$$h_3 = x - 180 = 395 - 180 = 215 \text{ мм (800 мм болатын ендегі парабодалық пішін)}$$

Тең әрекет етушілердің иіндерін жоғарғы шегіне қатысты есептеп шығарамыз:

$$a_1 = 169,3 / 2 = 84,65 \text{ мм}$$

$$a_2 = 169,3 + 10,7 / 2 = 174,65 \text{ мм}$$

$$a_3 = 2 / 5 \times 215 + 180 = 266 \text{ мм}$$

Кернеулердің эпюрасына сәйкес тең әрекет етуші сығымдағыш күштердің қалпын анықтаймыз

$$\sigma_{h1} = f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

Осы Құралдың 5.1-Кестесін және (5.18) формуланы ескере отырып ие боламыз (тақтаның қалыңдығы h болып белгіленген):

$$\begin{aligned} \sigma_{h2} &= f_{cd} \times \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\left(1 - \frac{h}{x}\right) \times \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{c2}} \right) \right]^2 \right\} = \\ &= 17 \times \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\left(1 - \frac{180}{395}\right) \times 0,0035}{0,002} \right) \right]^2 \right\} = 16,19 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$$F_{c1} = f_{cd} \times b_1 \times h_1 = 17 \times 1400 \times 169,3 \times 10^{-3} = 4029,34 \text{ кН}$$

$$F_{c2} = \left(\frac{2}{3} \times (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) + \sigma_{h2} \right) \times b_1 \times h_2 = \left(\frac{2}{3} \times (17 - 16,19) + 16,19 \right) \times 1400 \times 10,7 \times 10^{-3} = 250,61 \text{ кН}$$

$$\begin{aligned} F_{c3} &= \left(\frac{2}{3} \times \sigma_{h1} (h_2 + h_3) - \left(\frac{2}{3} \times (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) + \sigma_{h2} \right) \times h_2 \right) \times b_2 \\ &= \left(\frac{2}{3} \times 17 \times (10,7 + 215) - \left(\frac{2}{3} \times (17 - 16,19) + 16,19 \right) \times 10,7 \right) \times 800 \times 10^{-3} = 1903,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} = 4029,34 + 250,61 + 1903,2 = 6183,15 \approx F_s = \frac{500}{1,15} \times 14252 = 6196,5 \text{ кН}$$

Бейтарап сызықтың болжамды биіктігі дұрыс.

Қиманың шектік мезетін анықтаймыз:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_s \times d - F_{c1} \times a_1 - F_{c2} \times a_2 - F_{c3} \times a_3 = (6196,5 \times 1080 - 4029,34 \times 84,65 - \\ &- 250,61 \times 174,65 - 1903,2 \times 266) \times 10^{-3} = 5801 \text{ кН} \times \text{м} \end{aligned}$$

8.2 Көлденең күш

8.2.1 Есеп бойынша көлденең арматураны талап етпейтін элементтер

8.2.1.1 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.2.2-тармағында келтірілген жылжуды қабылдау үшін арматурасыз темірбетон элементтерді жобалауға арналған формулалар тәжірибелік зерттеулердің нәтижелері бойынша негізделген. Жылжу кезінде беріктіктің негізгі сипаттамалары жылжу кернеулерін қабылдауға арматурасыз элементтер үшін бетонның беріктігі, керу күйіндегі бойлық арматураның саны және қималар биіктігінің мәндері болып табылады.

8.2.1.2 [6.2.2(101)] Көлденең күшке кедергінің есептік мәні $V_{Rd,c}$ келесі формула бойынша анықталады

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \times (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \times b_w \times d, \quad (8.14a)$$

Минималды мәнмен:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \times b_w \times d, \quad (8.14б)$$

мұнда f_{ck} — МПа-да;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, мұнда d — қиманың миллиметрдегі жұмыс биіктігі;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02,$$

мұнда A_{sl} — қарастырылатын қимада $\geq (l_{bd} + d)$ арақашықтыққа әкелінген созылған арматура қимасының ауданы (8.7-сурет). A_{sl} есебіне бетонмен ілінісуге ие, алдын ала кернеуленген арматура қимасының ауданы қосылуы мүмкін; бұл жағдайда d орташа өлшенген мәні пайдаланылуы мүмкін;

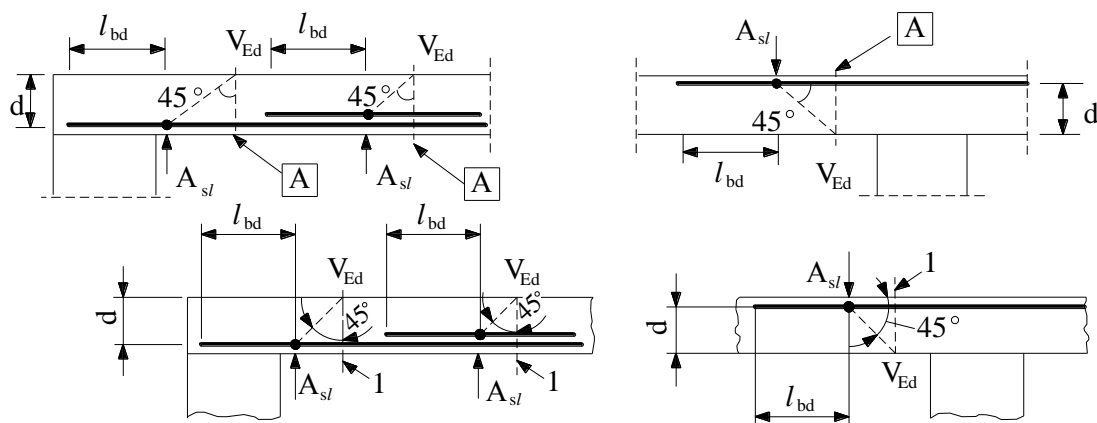
b_w — созылған аймақтың көлденең қимасының аз ені, мм;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd}, \text{ МПа} \quad (8.15)$$

мұнда N_{Ed} — жүктемеден немесе алдын ала кернеуден көлденең қимадағы, ньютонда берілген осьтік күш (сығымдалған кезде $N_{Ed} > 0$). N_{Ed} -нан келетін мәжбүрлі деформациялардың әсерін ескермеуге болады (мысалы, шөгуден немесе температуралық әсерден туындаған деформациялардың әсері ескерілмеуі мүмкін);

A_c — бетонның көлденең қимасының ауданы, мм²;

$V_{Rd,c}$ — ньютонда.



□ — есептелетін қима

8.7-сурет — (8.14) формуладағы A_{sl} шамасын анықтау

ЕСКЕРТПЕ $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{min} — (8.16) Формула бойынша; $k_1 = 0,15$.

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}. \quad (8.16)$$

8.2.1.3 Көлденең арматурасыз бір аралықты алдын ала кернеуленген элементтер үшін ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.2.2(2) сәйкес, бүгілуден болатын сызаттар бар аймақтарда көлденең күшке кедергі (8.14a) Формула бойынша анықталады. Бүгілістің салдарынан сызаттар түспеген аймақтарда (яғни бүгілу кезінде созылушы кернеулер $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$ —ден төмен), көлденең күшке кедергіні созылу кезіндегі бетон беріктігінің шегімен шектеу қажет. Осындай қималар үшін көлденең күшке кедергі келесі түрде есептеледі:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \times b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \times \sigma_{cp} \times f_{ctd}}, \quad (8.17)$$

мұнда I — қиманың инерция мезеті;

b_w — арналардың болуында, (8.29) және (8.30) Формулалар бойынша анықталған, ауырлық орталығындағы көлденең қиманың ені.

S — орталық осьтің үстінде, осы оське қатысты орналасқан қима ауданының статикалық мезеті;

$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1,0$ — тіреуге керілген кездегі кернелетін арматура үшін;

$\alpha_1 = 1,0$ — алдын ала кернеудің басқа түрлері үшін;

l_x — кернеулердің берілу аймағының басталуынан қарастырылатын қимаға дейінгі арақашықтық;

l_{pt2} — ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 (8.18) формулаға сәйкес алдын ала кернеуленген элементтер үшін кернеулердің берілу аймағы ұзындығының жоғарғы шектік мәні;

σ_{cp} — бойлық күштен және/немесе алдын ала кернеуден ауырлық орталығының деңгейінде бетондағы сығымдаушы кернеулер ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, МПа, $N_{Ed} > 0$ сығымдалған кезде).

Максималды созылушы кернеу $f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ [2] мәнінен аз болатын, шытынамаған қиманы қарастырмайды. Бүгілу кезінде максималды созушы кернеу дегенде талшықтың максималды созушы кернеуі болжанады (мысалы, осьтік кернеуді құраушыны және бүгілуді құраушыны қосқанда). Сонымен қатар $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ анықтамасы тәжірибе нәтижелеріне сәйкес α_{ct} коэффициентін қамтиды, жылжуға есептеулер кезінде 1,0-ге тең етіп қабылдау ұсынылады.

ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 –да арматурасыз қима үшін жылжу кезіндегі қирау өлшемі ретінде бетондағы беріктік шегінің кез келген қима нүктесінде басты созушы кернеуімен жоғарылау қабылданады, f_{ctd} (f_{ctd} оң сан болып табылады, бірақ белгілер ережесі бойынша сығымдалу оң ретінде қарастырылады, сондықтан созылу кезінде формулада f_{ctd} түрі қабылданған).

Басты созушы кернеу мен бетонның ажырауына беріктік арасында арасында теңдікті орнатқанда, келесі теңдеу алынады:

$$-f_{ctd} = \frac{(\sigma_{cp} + \sigma_{bend})}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cp} + \sigma_{bend}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

мұнда:

σ_{cp} - қарастырылатын деңгейдегі алдын ала кернеуден немесе осьтік жүктеуден (шығындардан кейін және тиісті жеке қауіпсіздік коэффициенттерін қосқанда) сығымдаушы кернеу (Мпа-да, сығымдау оң ретінде алынған)

σ_{bend} - қарастырылатын деңгейдегі бүгілістен болатын кернеу (Мпа-да, сығымдау оң ретінде алынған)

τ - жанама кернеу,

$$\tau = \frac{V_{Rd,c} \times A_c \times z}{I \times b}$$

$V_{Rd,c}$ - қабырғада сызаттың түзілуін туындату үшін талап етілетін жылжытқыш күш ретінде анықталатын жылжуға беріктік

I - қима инерциясының мезеті

b - арқандармен босаңсуын ескере отырып тексерілетін деңгейдегі қабырғаның ені

$A_c \times z$ – көлденең қиманың ауырлық орталығына қатысты қарастырылатын жазықтың үстінде бетонның қиылған алаңының статикалық мезеті (егер қиылу жазықтығы центроид арқылы өтетін болса, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 мұны S деп белгілейді)

8.2.1.4 Ені биіктігі бойынша өзгертін көлденең қималар үшін максималды басты кернеу орталықпен сәйкес келмейтін осьте туындауы мүмкін. Бұл жағдайда көлденең қимадағы осьтің әртүрлі қалыптарында $V_{Rd,c}$ есебі арқылы көлденең күшке кедергінің минималды мәнін анықтау қажет.

8.2.1.5 [6.2.2(3)] (8.17) Формуласы бойынша көлденең күшке кедергіні есептеуді қиманың орталық осін қиып өту нүктесінен аз арақашықтықта және тіректің ішкі шегінен

45° бұрышпен көлбеуленген линияда тіректің жанында орналасқан қималарда орындау талап етілмейді.

8.2.1.6 Бүгіліс кезінде сызаттарға ие аймақтарда, бойлық арматураны есептеу үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 6.2.2(5) сәйкес, M_{Ed} эпюрасының линиясын қолайсыз бағытта $a_1 = d$ ұзындығына ауыстыру қажет.

8.2.1.7 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.2.2(6) сәйкес, тіректің шетінен (немесе егер деформацияланатын тіреулер пайдаланылатын болса, тіректің ортасынан) $0,5d \leq a_v \leq 2d$ аймағының шегінде қиманың жоғарғы шегіне жүктеме түсетін конструкциялардың элементтері үшін осы жүктемені V_{Ed} көлденең күшке салу $\beta = a_v/2d$ коэффициентіне көбейту арқылы ескеріледі. Осы төмендеу (8.14а) Формуласы бойынша $V_{Rd,c}$ анықтаған кезде қолданылуы мүмкін. Бұл төмендеу ережесі бойлық арматура тіреуге толығымен орнықты анкерленген жағдайларда ғана жарамды. $a_v \leq 0,5d$ үшін, әдетте, $a_v = 0,5d$ мәнін пайдалану қажет.

β төмендеуші коэффициентін ескерусіз есептелген V_{Ed} көлденең күші шартты қанағаттандыруы тиіс

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times b_w \times d \times v \times f_{cd} \quad (8.18)$$

Сонымен бірге v көлбеу сызаттардың түзілуінде бетон үшін беріктіктің төмендеу коэффициенті болып табылады.

ЕСКЕРТПЕ v мәні келесі түрде есептеледі:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (f_{ck} \text{ в МПа}). \quad (8.19)$$

8.2-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Қалыңдығы 300 мм тақта. Қорғаныстық қабат 50 мм. Арматуралау – арматура Ø20 маркасы В500В, осьтердегі өзектер арасындағы арақашықтық 150 мм. Бетон класы С35/45. $\gamma_c = 1,5$ - ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 2.1N-Кестеге сәйкес бетон үшін сенімділік коэффициенті.

Анықтау: 1 Қимамен қабылданатын шектік көлденең қима.

Шешім:

1 Қимамен қабылданатын шектік көлденең күшті анықтау

Қиманың жұмыстық биіктігін анықтаймыз

$$d = h - c_{min} - \frac{\varnothing}{2} = 300 - 50 - \frac{20}{2} = 240 \text{ мм}$$

Тақтаның тиімді ені $b_w = 1000 \text{ мм}$

Арматуралаудың ұзындық ауданын анықтаймыз:

$$A_{sl} = \frac{\pi \times \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{s} = \frac{3,14 \times \left(\frac{20}{2}\right)^2}{0,150} = 2093,3 \frac{\text{мм}^2}{\text{м}}$$

Тақтаның арматуралану пайызын анықтаймыз:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{2093,3}{1000 \times 240} = 0,0087 < 0,02$$

Шектік көлденең күшті анықтаймыз:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d$$

тақтаға бойлық күш әсер етпейтіндіктен $\sigma_{cp} = 0$,

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91 \leq 2,0$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,91 \times (100 \times 0,0087 \times 35)^{1/3} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 171,77 \text{ кН}$$

8.2.1.2-тармаққа сәйкес шектік көлденең күштің минималды мәнін анықтаймыз.

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b \times d$$

тақтаға бойлық күш әсер етпейтіндіктен $\sigma_{cp} = 0$

(8.16) формулаға сәйкес

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,91^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} = 0,55 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = (0,55 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 240 = 132000 \text{ Н} = 132,0 \text{ кН}$$

Есеп бойынша алынған мән минималды мәннен асады.

8.2.2 Есеп бойынша көлденең арматураны талап ететін элементтер

8.2.2.1 [6.2.3(1)] Көлденең арматурамен конструкциялардың элементтерін есептеу үлгілерге негізделеді (8.8-Суретті қараңыз). 8.8-Суретте келесі белгілер пайдаланылады:

α — көлденең күшке перпендикуляр арқалықтың осі мен көлденең арматура арасындағы бұрыш (8.8-Суретте көрсетілгендей оң);

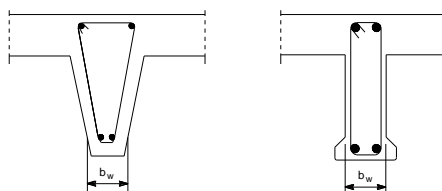
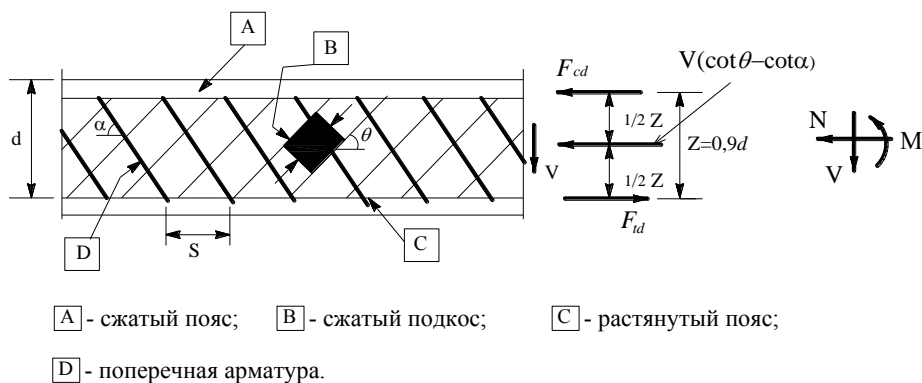
θ — көлденең күшке перпендикуляр арқалық осі мен сығымдалған қиғаш бетон тірек арасындағы бұрыш;

F_{td} — бойлық арматурадағы созушы күштің есептік мәні;

F_{cd} — элементтің бойлық осінің бағытында бетондағы сығымдаушы күштің есептік мәні;

b_w — созылған және сығымдалған белдіктер арасындағы қиманың аз ені;

z — қарастырылатын элементтегі бұгуші мезетке сәйкес келетін, тұрақты биіктікпен элемент үшін күштердің ішкі жұбының иіні. Бойлық күшті қолданбай темірбетон элементтің көлденең күшін есептеген кезде жуықтас мән пайдаланылуы мүмкін $z = 0,9d$.



8.8-сурет — Үлгі және көлденең арматурамен элементтерге арналған белгілеулер

8.2.2.2 Созылған белдіктегі көлбеу (түрілген) кернеуші элементтермен элементтер үшін 8.2.2.6 және 8.2.2.7 анықталғандай, көлденең күштің әсерінен бойлық созушы күшті қабылдайтын бойлық арматураны орнату қажет.

θ бұрышын, әдетте, шектеу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын шектеу $\cot \theta$ (8.20) өрнегінде келтірілген.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (8.20)$$

8.2.2.3 ҚР ҚН EN1992-1-2:2005/2011, 6.2.3(103) сәйкес, көлденең тік арматурамен элементтер үшін көлденең күшке кедергі V_{Rd} (8.21) және (8.22) формулалары бойынша есептеп шығарылған шамалардың ең азы ретінде анықталады:

$$V_{Rd} = A_{sw} \times z \times f_{yw} \times \cot \theta, \quad (8.21)$$

Сығымдалған белдік; Сығымдалған көлбеу тіреуіш; Созылған белдік;

$$V_{Rd} = v_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (8.22)$$

Көлденең арматура.

мұнда A_{sw} — көлденең арматураның қима ауданы;

s — арматуралық өзектердің қадамы;

f_{ywd} — көлденең арматура аққыштығының есептік шегі;

v_1 — көлденең күштің әсер етуінде сызаттармен бетонның беріктігін төмендету коэффициенті;

α_{cw} — сығымдалған белдікте кернеулердің әсерін ескеретін коэффициент.

Егер (8.23) Формула пайдаланылатын болса, онда (8.21) формуласында f_{ywd} шамасын $0,8 \times f_{ywd}$ дейін азайту керек.

ν_1 мәнін (8.19) Формула бойынша анықталатын ν тең етіп қабылдау керек.

Егер көлденең арматурадағы кернеудің есептік мәні аққыштықтың нормативті шегінен f_{yk} 80%-дан кемді құрайтын болса, онда ν_1 келесі түрде анықталады:

$$f_{ck} \leq 60 \text{ МПа үшін } \nu_1 = 0,6 \quad (8.23a)$$

$$f_{ck} > 60 \text{ МПа үшін } \nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad (8.23б)$$

Ұсынылатын α_{cw} мәні анықталады:

1 алдын ала кернеусіз конструкциялар үшін;

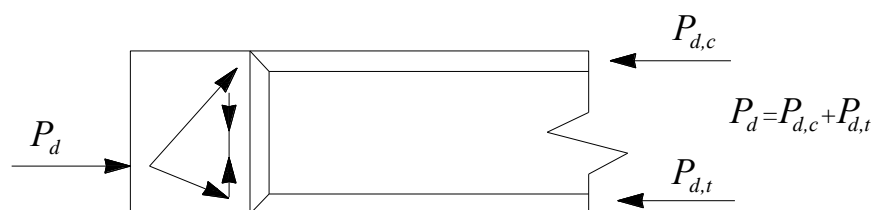
$$0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \text{ үшін } (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}); \quad (8.24.a)$$

$$0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \text{ үшін } 1,25; \quad (8.24.б)$$

$$0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \text{ үшін } 2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}), \quad (8.24.в)$$

мұнда σ_{cp} — есептік осьтік күштердің әсерінен туындаған, бетондағы орташа сығымдаушы кернеу (оң қабылданады). Бұл шама арматураны ескере отырып бетондық қимадағы орташаландырылған ретінде анықталады. Тіреудің шетінен $0,5d \cot \theta$ мәнінен кем арақашықтықта σ_{cp} мәнін есептеп шығару талап етілмейді.

8.2.2.4 ҚР ҚН EN1992-2^2005/2011, 6.2.2(103) сәйкес, егер арқалықтардың созылған немесе сығымдалған белдіктері алдын ала кернеудің барлық күшіне төзе алатын болса және арқалықтардың шеттері осы күшті бөлуге арналып кеңейтілген болса, (8.9-сурет), онда жұқа қабырғалы арқалықтарда алдын ала кернеулердің жоғары деңгейімен ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) алдын ала кернеуленген арматуралық тік элементтерді пайдаланған кезде белдіктердің арасында алдын ала кернеу күшін таратып бөлуге жол беріледі. Осы шарттарда қабырғалар үшін көлденең күшпен туындаған сығымдалу ғана ескерілуі тиіс ($\alpha_{cw}=1$).



8.9-сурет — Белдіктер бойынша ұштық кеңеюлердің алдын ала кернеуінің бөлінуі

$\cot \theta = 1$ үшін $A_{sw,max}$ көлденең арматура қимасының максималды тиімді ауданы келесі формула бойынша анықталады

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}. \quad (8.25)$$

8.2.2.5 Көлбеулік көлденең арматурамен элементтер үшін кесілуге кедергі (8.26) және (8.27) Формулалары бойынша есептеп шығарылған аз мәнмен қабылданады:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (8.26)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \times \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (8.27)$$

$\cot \theta = 1$ үшін $A_{sw,max}$ тиімді көлденең арматураның минималды ауданы келесі шарттан келіп шығады

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{2 \sin \alpha}. \quad (8.28)$$

8.2.2.6 [6.2.3(5)] V_{Ed} көлденең күштің эпюрасында секіріссіз және ажыраусыз аймақтарда (мысалы, элементтің жоғарғы шегіне түскен бірқалыпты таралған жүктемеде) $l = z \times \cot \theta$ ұзындықтағы кез келген бөлікте көлденең арматураның ауданы осы бөліктегі V_{Ed} төменгі мәні бойынша есептелуі мүмкін.

8.2.2.7 [6.2.3(6)] Егер қабырға диаметрі $\emptyset > b_w/8$ болатын инъекцияланған металл арналарға ие болса, $V_{Rd,max}$ көлденең күшіне кедергіні келесі формула бойынша анықталатын қабырғаның номиналды қалыңдығының негізінде есептеу қажет

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5 \sum \emptyset, \quad (8.29)$$

мұнда \emptyset — арнаның сыртқы диаметрі, ал $\sum \emptyset$ ең қолайсыз қалып үшін анықталады.

Диаметрі $\emptyset \leq b_w/8$ болатын толтырылған металл арналар үшін

$$b_{w,nom} = b_w.$$

Толтырылмаған арналар, толтырылған пластик арналар және ілініспейтін кернеуші элементтер үшін қабырғаның есептік ені

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \emptyset \quad (8.30)$$

(8.30) Формуладағы 1,2 коэффициенті көлденең созылудан бетон қиғаш тіректердің жарылу мүмкіндігін ескеру үшін енгізілген. Егер көлденең арматураның жеткілікті саны белгіленген болса, онда бұл мән 1,0 дейін азайтылуы мүмкін.

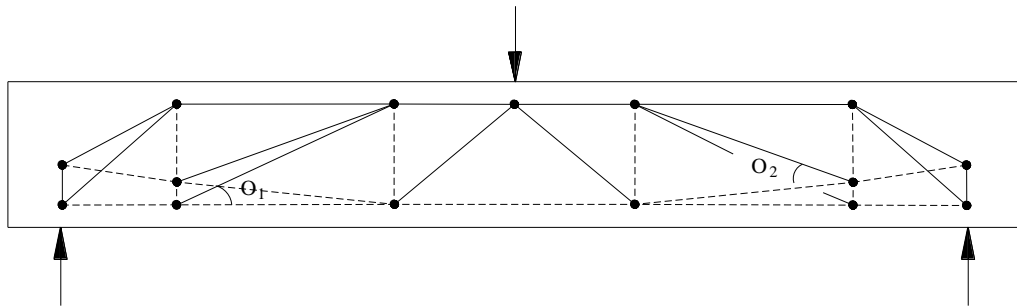
8.2.2.8 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.2.3(107) сәйкес, V_{Ed} көлденең күшінен туындаған бойлық арматурадағы ΔF_{td} қосымша созу күшін келесі формула бойынша есептеп шығаруға болады

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} \times (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (8.31)$$

Сонымен бірге $M_{Ed}/z + \Delta F_{td}$ мәні $M_{Ed,max}/z$ мәнінен аспауы тиіс.

8.2.2.9 ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011, 6.2.3(107) сәйкес, егер бетонмен ілінісетін, созылған белдіктің ішінде орналасқан алдын ала кернеуленген арматура пайдаланылатын болса, онда алдын ала кернеумен туындайтын кедергіні толық бойлық созушы күшті қабылдау үшін құрамдас ретінде ескеруге болады. Бетонмен ілініскен, алдын ала кернеуленген көлбеу арматуралық элементтерді басқа бойлық арматурамен неаесе алдын ала кернеуленген арматуралық элементтермен үйлестіріп пайдаланған кезде, көлденең күшке беріктікті әртүрлі геометриямен арқалықтардың екі әртүрлі модельдерін үйлестіру

арқылы жеңілдетілген түрде есептеуге болады (8.10-Суретті қараңыз). (8.22) Формуласын пайдаланып, бетондағы кернеулерді тексеру үшін θ_1 және θ_2 арасындағы орташа өлшенген мән қолданылады.



8.10-сурет — Көлденең күшке кедергінің құрамдас моделі

8.2.2.10 [6.2.3(8)] Тіреудің шетінен қиманың жоғарғы шегіне $0,5d \leq a_v \leq 2d$ аймағының шегінде жүктеме түскен конструкцияның элементтері үшін V_{Ed} көлденең күшіндегі осы жүктеменің үлесі $\beta = a_v / 2d$ коэффициентіне көбейту арқылы төмендетілуі мүмкін.

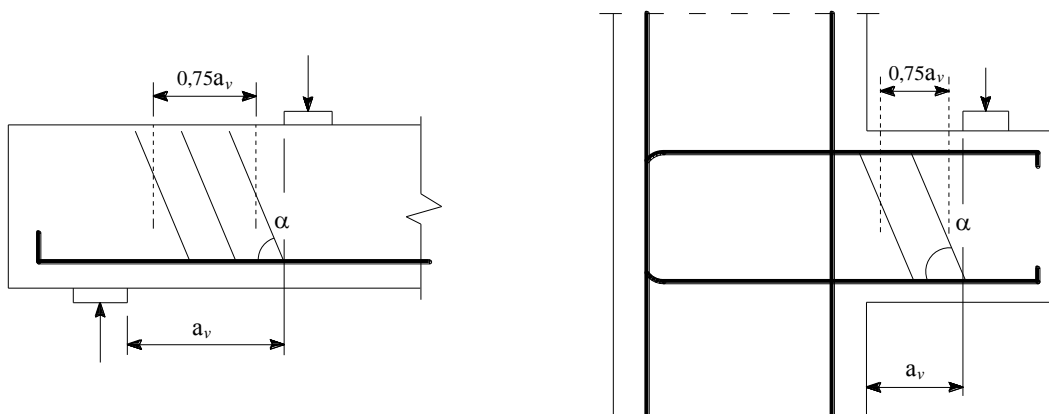
Осылайша анықталған V_{Ed} көлденең күші келесі шартты қанағаттандыруы тиіс

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha, \quad (8.32)$$

мұнда $A_{sw} \times f_{ywd}$ — жүктелген аймақтар арасындағы көлбеу сызатты кесіп өтетін көлденең арматураның кедергісі (8.11-Суретті қар.). Ұзындығы $0,75 \times a_v$ болатын ортаңғы аймақтағы көлденең арматураны ғана ескеру қажет. β коэффициентінің көмегімен төмендеу көлденең арматуралауды есептеген кезде ғана қолданылуы тиіс. Бойлық арматура тіреуге толығымен анкерленген кезде ғана қолданылады.

$a_v < 0,5d$ үшін әдетте, $a_v = 0,5d$ мәнін пайдалану қажет.

β төмендетуші коэффициентін ескерусіз анықталған V_{Ed} мәні $V_{Rd,max}$ аспауы тиіс (8.22-формуланы қара).



8.11-сурет — Тіліктің қысқа аралықтарында ескерілетін көлденең арматура

8.2.2.11 [6.2.3(109)] Құрама темірбетон элементтермен және созылған белдіктің ішінде бетонмен ілініспей алдын ала кернеуленген арматурамен құрамдас конструкциялар үшін түйіспелердің ашылу ықпалын ескеру қажет. Бұл шарттарда, егер егжей-тегжейлі

есеп орындалмайтын болса, онда түйіспе ашылғаннан кейін созылған белдіктегі күшті өзгермейтін деп есептеу керек. Сондықтан, түсетін жүктеменің өсуіне және түйіспенің ашылуына қарай (8.12-суретті қараңыз), қабырғадағы бетон кернеулері өрісінің көлбеуленуі артады. Сығымдау үшін қолжетімді қабырға қимасының биіктігі h_{red} шамасына дейін азаяды. Көлденең күш бойынша жол берілетін жүктемені (8.21) формуласы бойынша, онда h_{red} қалдық биіктіктің минималды мәні үшін алынған θ мәнін пайдаланып бағалауға болады.

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}} (\cot \theta + \tan \theta). \quad (8.33)$$

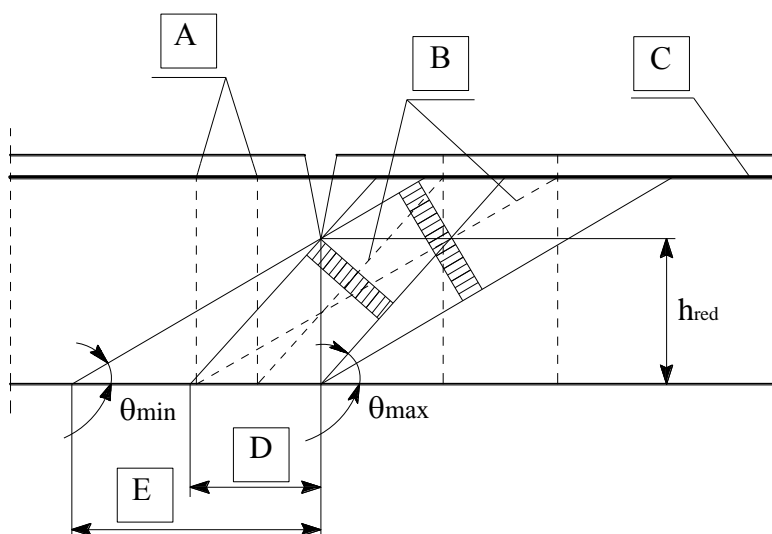
Келесі формула бойынша анықталатын, ұзындық бірлігіне қиманың ауданымен көлденең арматура

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot \theta}, \quad (8.34)$$

$h_{red} \times \cot \theta$ арақашықтығының шегінде қарастырылуы тиіс, бірақ түйіспенің екі жағындағы элементтің ұзындығынан аспайды.

Қажет болғанда алдын ала кернеудің күшін көтергіш қабілет бойынша шектік күйде, бүгуші мезет пен жылжудың үйлесуінде, түйіспенің ашылуы $h - h_{red}$ шамасымен шектелетіндей түрде ұлғайту керек.

Ұсынылатын мән $h_{red} = 0,5h$.



A — теориялық тұрғыда созылған элементтің осьтері; **B** — теориялық тұрғыда сығымдалған элементтердің осьтері; **C** — арқалықтың созылған белдігі (сыртқы алдын ала кернеуленген арматуралық элемент); **D** — A өрісі: θ_{max} — пен қамыттардың орналасуы ($\cot \theta = 1,0$);

E — B өрісі: θ_{min} — мен қамыттардың орналасуы ($\cot \theta = 2,5$)

8.12-сурет — Арқалық қабырғасының түйіспесі бойынша диагональдық кернеулердің өрістері

8.3 Бұралу

8.3.1 Есептік процедура

8.3.1.1 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.3.2(1) сәйкес, тек бұралу мезеті әсер ететін қима қабырғасындағы жанама кернеулер келесі формула бойынша анықталады

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (8.35)$$

Бұралу кезінде i -қабырғасындағы $V_{Ed,i}$ көлденең күші келесі формула бойынша анықталады

Бетонның
қорғаныс қабаты

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (8.36)$$

мұнда T_{Ed} — түскен бұралу мезетінің есептік мәні (8.13-Суретті қараңыз);

A_k — ішкі қуыс ауданын қосқанда, қосы. Ортаңғы сызық лардың орталық
лині Сыртқы
периметр ектелген аудан;

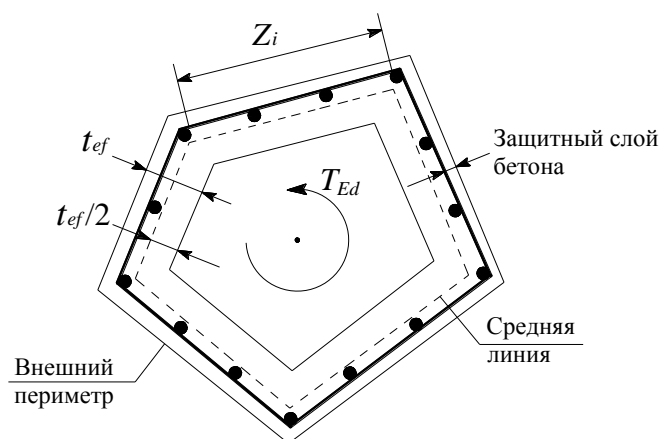
$\tau_{t,i}$ — i -қабырғадғы ұралудан болған жанама кернеулер;

$t_{ef,i}$ — қабырғаның тиімді қалыңдығы: А/и тең етіп қабылдауға жол беріледі, бірақ бойлық арматураның ауырлық орталығы мен шеті арасындағы еселенген арақашықтықтан кем емес. Қуыс қималар үшін іс жүзіндегі қалыңдық жоғарғы шек болып табылады;

A — ішкі қуыстың ауданын қосқанда, қиманың сыртқы периметрінің шегіндегі қиманың жалпы ауданы;

u — көлденең қиманың сыртқы периметрі;

z_i — түйісетін қабырғалармен қиылысу нүктелері арасындағы арақашықтық ретінде анықталған i -қабырға жағының ұзындығы.



8.13-сурет — Бұралуға есептеу кезіндегі белгілеулер мен анықтамалар

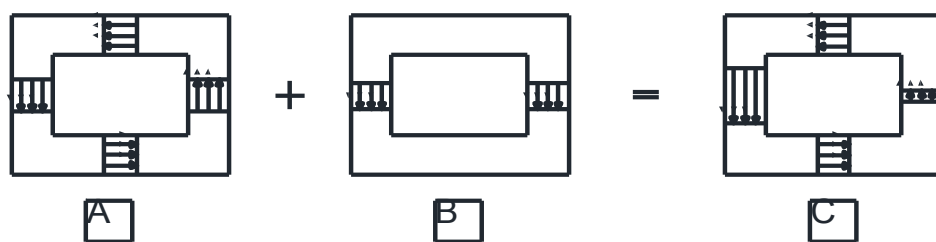
Есептік қалыңдық, $t_{ef,i}$, бұралуға кедергіні оңтайландыру үшін өзгертілуі мүмкін. А/и тең келетін (бірақ қиманың шетінен бойлық арматураның орталығына дейінгі екі

арақашықтықтың шамасынан аз емес) қалыңдық кезінде қирауға кедергі шындық мәніне жақын болады. Бұл жағдайда күштің әрекет ету линиясы бойлық арматураның шегінен шықпайды. Бұл талаптар жол берілетін минималды есептік (тиімді) қалыңдық A/u , сондай-ақ физикалық жартылай қалыңдықтан асуы мүмкін жерде жұқа қабырғалы жазық қималарды түсіндіруде қиындықтарға әкелуі мүмкін. $t_{ef,i}$ қуыс қималар үшін қабырғалардың іс жүзіндегі қалыңдығынан аспауы тиістігі көрінеді. Егер $t_{ef,i}$ азырақ жасалса, онда кедергіге арматураның үлесі максималды болады, ал қабырға төзуі тиіс жылжу күші минимумға жеткізілуі тиіс. Алайда кішігірім сызат шектік бұраушы мезеттің төмендеп келетіндігін білдіреді.

8.3.1.2 ҚР ҚН EN1992-2:2005/2011, 6.3.2(102) сәйкес, қуыс, сондай-ақ жазық элементтерге бұралудың және жылжудың әсері θ көлбеу бұрышының бірдейлігі шартында түсетін ретінде қарастыруға болады. 8.2.2.2-де келтірілген θ шамасына арналған шектік мәндер сондай-ақ жылжудың және бұралудың үйлесімі жағдайына толығымен қолданылады.

Жылжу және бұралу күштерінің әсеріндегі элементтің максималды көтергіш қабілеті 8.3.1.5 бойынша анықталады.

Қорапты қималар үшін әрбір қабырғаны көлденең күш пен бұраушы мезеттің әсер етуінде алынған ішкі жылжу күштерінің үйлесіміне жеке тексеру қажет (8.14-суретті қараңыз).



\boxed{A} — бұралу; \boxed{B} — жылжу; \boxed{C} — бұралу және жылжу үйлесімі

8.14-сурет — Қорапты қиманың әртүрлі қабырғаларындағы ішкі күштердің үйлесімі

8.3.1.3 ҚР ҚН EN1992-2:2005/2011, 6.2.3(103) сәйкес, бұралуды қабылдау үшін қажет ΣA_{sl} бойлық арматура қимасының ауданын (8.37) Формула бойынша есептеуге болады:

$$\frac{A_{sl} \times f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \times \cot \theta, \quad (8.37)$$

мұнда u_k — A_k ауданымен конструкция қимасының периметрі;

f_{yd} — A_{sl} бойлық арматура аққыштығының есептік шегі;

θ — сығымдалған қиғаш тіректердің көлбеу бұрышы (8.16-суретті қараңыз).

Сығымдалған белдіктерде бойлық арматураның қимасы сығымдау күшіне барабар азайтылуы мүмкін. Созылған белдіктерде бұралуды қабылдауға арналған бойлық

арматура қалдық арматураға қосылуы тиіс. Бойлық арматура z_i ұзындығы бойынша біркелкі орналасуы тиіс, алайда шағын қималар үшін ол ұштарға шоғырлануы мүмкін.

Бетонмен ілінісетін, алдын ала кернеуленетін арматуралық элементтер өздері түзетін $\Delta\sigma_p < 500$ МПа кернеуін шектеумен ескерілуі мүмкін. Бұл жағдайда (6.37) Формуладағы $\sum A_{sl} f_{yd}$ өрнегін $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ өрнегіне ауыстыру керек.

8.3.1.4 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.3.1(3) тармағы таврлық секілді ашық қималарды оларды құрайтын тікбұрыштар қатарына бөлуге рұқсат береді, олардың әрқайсысы жіңішке қабырғалы балама қима ретінде моделденеді, ал бұралуға қорытынды кедергіні жекелеген элементтердің кедергілер жиынтығы ретінде қабылдауға рұқсат береді.

8.3.1.5 [6.3.2(104)] Бұралу және жылжу әсеріне ұшыраған элементтің максималды кедергісі бетондық қиғаш тіректердің көтергіш қабілетімен шектеледі. Осы кедергінің жоғарылауына жол бермеу үшін келесі шарттарды қадағалау қажет:

— көлденең жазық қималар үшін

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0, \quad (8.38)$$

мұнда T_{Ed} — есептік бұраушы мезет;

V_{Ed} — есептік көлденең күш;

$T_{Rd,max}$ — бұралуға есептік кедергі, келесі формула бойынша анықталады

$$T_{Rd,max} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \cos\theta \times \sin\theta, \quad (8.39)$$

мұнда v (8.19) формуласы бойынша, ал α_{cw} (8.24) формула бойынша анықталады;

$V_{Rd,max}$ — (8.22) немесе (8.27) Формула бойынша анықталатын, жылжуға есептік максималды кедергі. $V_{Rd,max}$ анықтау үшін жазық қималарда арқалық қабырғасының толық ені пайдаланылуы мүмкін.

— қораптық қималар үшін әрбір қабырғаның есебі жылжудан және бұралудан болатын күштердің үйлесіміне жеке орындалады. Бетон үшін көтергіш қабілеттің шектік күйін $V_{Rd,max}$ жылжуына есептік кедергіні ескере отырып тексеру керек.

8.3.1.6 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.3.1(4) тармағы әрбір құраушы тікбұрышқа әрекет ететін жиынтық есептік бұраушы мезеттің үлесі қиманың шытынауына әкелмеген бұралу кезінде қорытынды қаттылыққа қатысу пайызына негізделуін талап етеді. Әрбір осындай құраушы элемент соңыра ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.3.1(5) сәйкес жеке жобалануы мүмкін.

8.3.1.7 [6.3.2.5] Тікбұрыштыға жақын жазық қималар үшін егер келесі шарт орындалатын болса, минималды арматуралауды ғана тағайындау талап етіледі

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (8.40)$$

мұнда $T_{Rd,c}$ — сызаттардың түзілуіндегі бұраушы мезет, ол $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ қабылдау отырып анықталуы мүмкін;

$V_{Rd,c}$ — (8.14) формуласынан келіп шығады.

[6.3.2(106)] Құрама блоктық элементтермен және бетонмен ілініспейтін алдын ала кернеуленген арматурамен құрама конструкциялар үшін тиісті тактаның барлық биіктігіне түйіспенің ашылуы, егер тілінуге жұмыс істейтін тиісті шпонкалар бұралу себепті

жергілікті тілуді қабылдай алмайтын болса, бұралуға кедергі механизмінің елеулі түрде өзгеруін туындатады. Бредт (Bredt) шеңберлі бұралуының орнына деформациялаушы бұралудың және Де Сен-Венан (De Saint Venant) бұралуының үйлесуі бақыланады, бірінші механизм екіншісінен басым болады (8.15-суретті қар.). Нәтижесінде бұралудан туындаған қабырғаның жылжуы іс жүзінде екі еселенеді және қиманың елеулі түрдегі деформациясы бақыланады. Осы шарттарда әлдеқайда күшті кернелген қабырға үшін көтергіш қабілет бойынша шектік күйдегі қабырғаның көтергіш қабілетін тексеру қажет; тексеру бүгілу, жылжу және бұралу комбинациясын ескере отырып, ММ Қосымшасында келтірілген әдіске сәйкес орындалады.

8.3-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Көлденең қима 8.16-Суретте көрсетілген.

Есептік бұраушы мезет $M_T=30\text{кНм}$

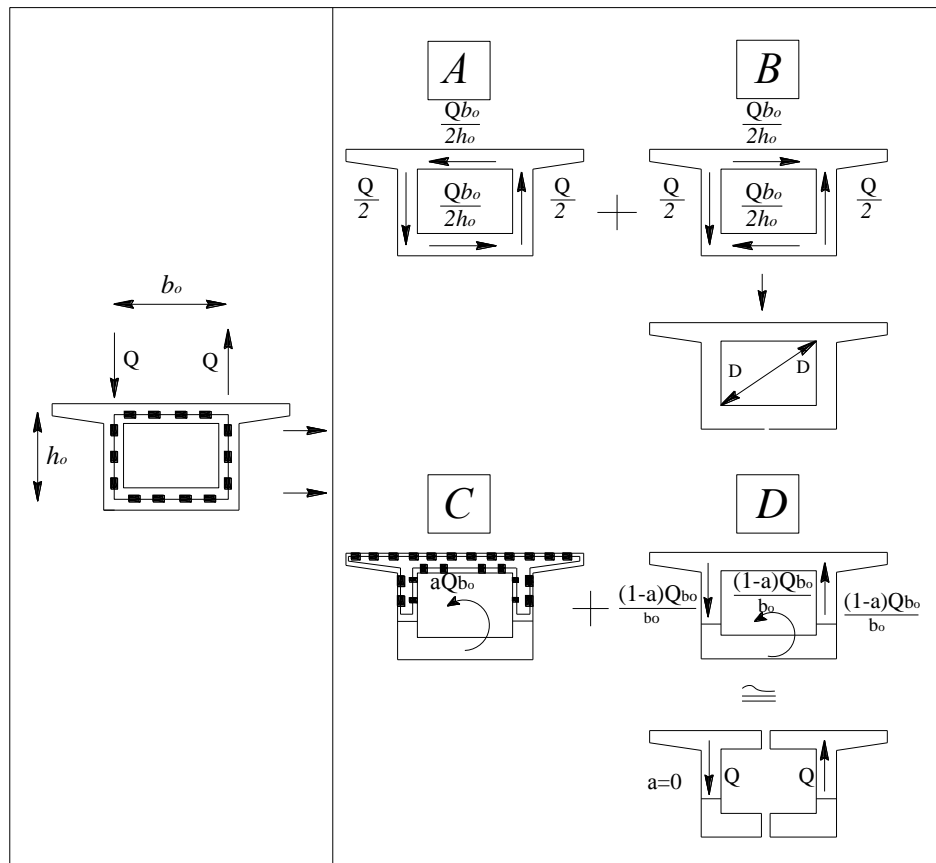
$c_{nom}=40\text{мм}$ – қорғаныстық қабаттың қалыңдығы

бойлық арматуралау - 12 арқан

$P_{m,t} = 1878,28\text{ кН}$ - барлық шығындарды ескере отырып алдын ала кернеу күші

$A_c = 6,07 \times 10^5\text{ мм}^2$ - бетондық қима ауданы

$\gamma_c = 1,5$ - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 2.1N Кестесіне сәйкес, бетон үшін сенімділік коэффициенті

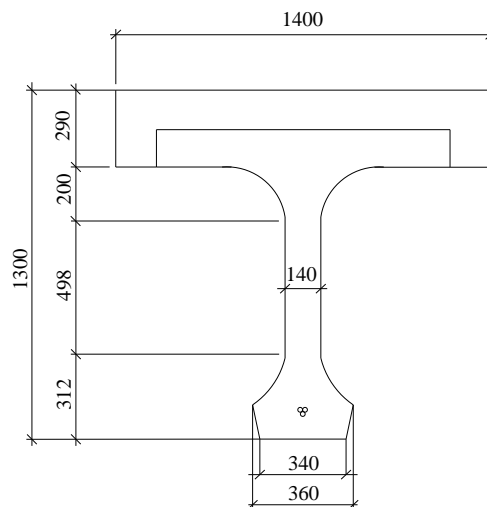


\boxed{A} — Бредт бұралуы; \boxed{B} — өздігінен теңдестірілетін бұралу;
 \boxed{C} — Де Сен-Венан бұралуы; \boxed{D} — деформациялаушы бұралу.

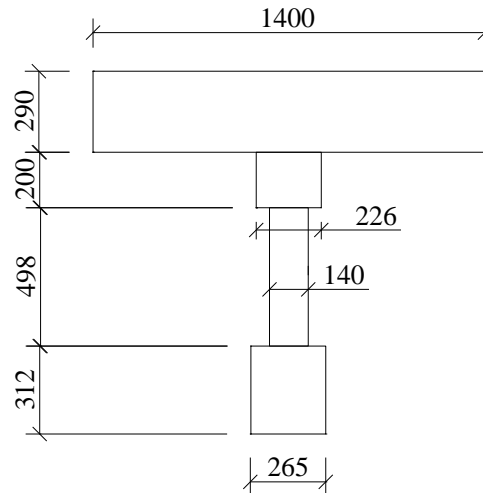
8.15-сурет — Жабық қосылыспен салыстырғанда ашық қосылыста бұралу сипаттамаларының өзгеруі

Анықтау: 1 Қиманың бұралуына қаттылық

8.16-Суретте келтірілген бастапқы қиманы 8.17-Суретте көрсетілгендей, бастапқы қиманың ауданы бойынша барабар элементтерге бөліп, ауыстырамыз.



8.16-сурет – Арқалықтың көлденең қимасы



8.17-сурет – Балама көлденең қима

Шешім:

1 Қиманың бұралуына қаттылықты анықтау

Тақтаның жекелеген элементтерінің бұралуға қаттылығын анықтаймыз:

$$I_{xx} = k \times b_{\max} \times b_{\min}^3,$$

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{b_{\min}}{b_{\max}} \left(1 - \frac{b_{\min}^4}{12 \times b_{\max}^4} \right) \right].$$

Бұралуға қаттылықты есептеу:

Тақта

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{290}{1400} \left(1 - \frac{290^4}{12 \times 1400^4} \right) \right] = 0,29$$

$$I_{xx} = 0,29 \times 1400 \times 290^3 = 9,9 \times 10^9 \text{ мм}^4$$

Вут

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{200}{226} \left(1 - \frac{200^4}{12 \times 226^4} \right) \right] = 0,16$$

$$I_{xx} = 0,16 \times 200^3 = 2,89 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Қабырға

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{140}{498} \left(1 - \frac{140^4}{12 \times 498^4} \right) \right] = 0,27$$

$$I_{xx} = 0,27 \times 498 \times 140^3 = 3,68 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Төменгі белдік

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{276}{312} \left(1 - \frac{276^4}{12 \times 312^4} \right) \right] = 0,16$$

$$I_{xx} = 0,16 \times 312 \times 276^3 = 10,50 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Бұралуға қиманың жиынтық қаттылығы $1,16 \times 10^{10} \text{ мм}^4$ тең болады.

Қиманың әрбір элементі үшін есептік бұраушы мезетті анықтаймыз:

$$T_{Ed} = \frac{I_{xx} \times M_T}{\sum I_{xx}}.$$

Тақта

$$T_{Ed} = \frac{9,9 \times 10^9 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 25,60 \text{ кН} \times \text{м}$$

Вут

$$T_{Ed} = \frac{2,89 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 0,75 \text{ кН} \times \text{м}$$

Қабырға

$$T_{Ed} = \frac{3,68 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 0,95 \text{ кН} \times \text{м}$$

Төменгі белдік

$$T_{Ed} = \frac{10,50 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 2,72 \text{ кН} \times \text{м}$$

8.4 Жаншылу

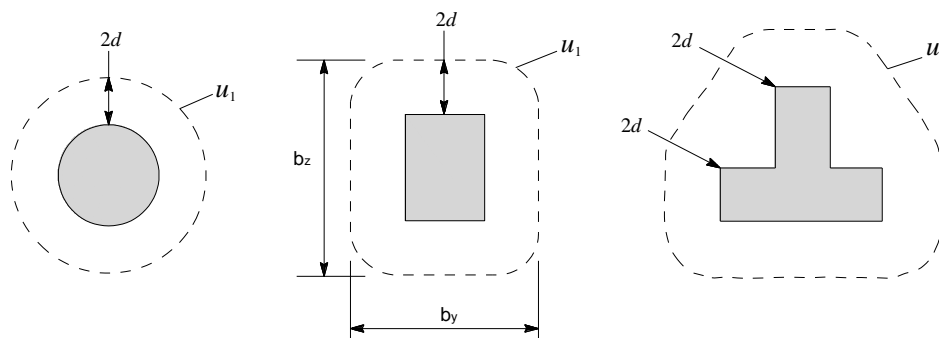
8.4.1 Көлденең арматурасыз тұғыр іргетастарының немесе тақталардың жаншылуға кедергісі

8.4.1.1 Салыстырмалы түрде шағын алаңқайларға түскен күштердің әрекет ету нәтижесі жаншылу болып табылады. Шектік күй қысқарған пирамиданың түзілуімен сипатталады, оның шағын негізі жүк алаңқайы болып табылады, үлкен негізі критикалық (бақылаулық) периметрмен шектелген. Жалпы жағдайда беріктік критикалық периметрге, тақтаның есептік биіктігіне және тілікке бетонның кедергісіне байланысты болады. Критикалық периметрдің шегінен тыс есептеу көлденең күштің және мезеттің әрекетіне бұрын қарастырылған әдістермен орындалады.

8.4.1.2 Негізгі бақылаулық периметр u_1 жалпы жағдайда жүктеу ауданынан 2,0d қашықтықта қабылдануы мүмкін және оның ұзындығы минималды болатындай түрде құрылуы тиіс (8.18-сурет).

8.4.1.3 [6.4.4(1)] Тақтаның жаншылуға кедергісін ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.4.2 сәйкес негізгі бақылаулық кима үшін анықтау керек. Жаншылуға кедергінің есептік мәні, МПа, келесі түрде анықталуы мүмкін:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}, \quad (8.41)$$



8.18-сурет – Жүктеменің түсу аудандарының айналасындағы әдеттегі бақылаулық периметрлер

мұнда f_{ck} — МПа-да;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0,$$

мұндағы d — мм-де;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,02,$$

мұнда ρ_{ly}, ρ_{lz} — тиісті осьтердің бағытында бетонмен ілінісетін, созылған болат үшін арматуралау коэффициенттері. ρ_{ly} және ρ_{lz} мәндерін, әдетте, әрбір жаққа плюс $3d$ тұғыр еніне тең келетін тақтаның енін есепке ала отырып, орташа мәндер ретінде есептеу керек;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2},$$

Бұл жерде σ_{cy}, σ_{cz} — критикалық қимадағы y және z бағыттарындағы бетондағы қалыпты кернеулер (МПа, сығымдау үшін — оң):

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ и } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}},$$

N_{Edy}, N_{Edz} — қарастырылатын шеңберлі қима ауданының шегінде барлық аймақтағы ішкі тіректерге әрекет ететін бойлық күштер және қарастырылатын шеңберлі қиманың ауданында бұрыштық тұғырлар үшін әрекет ететін бойлық күштер. Бұл күш жүктемеден немесе алдын ала кернеуден туындауы мүмкін;

A_c — N_{Ed} анықтамасына сәйкес бетонның ауданы

ЕСКЕРТПЕ $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C$, v_{min} — (8.16) Формула бойынша өрнек, $k_1 = 0,1$.

8.4.1.4 [6.4.4(2)] Тұғырлар іргетастарының жаншылуына кедергіні тіреудің шетінен $2d$ шегінде бақылаулық периметр үшін анықтау қажет.

Шоғырланған жүктеме үшін нәтиже беруші күш

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (8.42)$$

мұндағы V_{Ed} — түсірілген көлденең күш;

ΔV_{Ed} — қарастырылатын бақылаулық периметрдің шегіндегі жоғары бағытталған, қорытқы күш, яғни іргетастың меншікті салмағын шегерумен топырақтың жоғары Жүктеме түсіру ауданы

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d}, \quad (8.43)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a}, \quad (8.44)$$

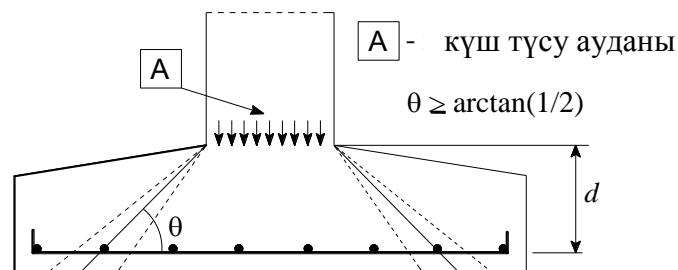
мұнда a — бағанның шетінен қарастырылатын бақылаулық периметрге дейінгі арақашықтық;

Көпшілік негіздер үшін тұғырлардың осьтік жүктеме бұғуші мезетпен (аралық құрылым деңгейінде қысылу мезетімен немесе тікбұрышты тастар арқылы тұғырдың жоғарғы бөлігіне берілетін көлденең күштермен) ілестірілетін болады. Осындай жағдайларда жылжудың барлық бақылаулық периметр бойынша біркелкі емес таралуын есепке алу үшін есептік жанама кернеуді ұлғайту қажет. Бұл үшін топырақтың әсер ететін тойтарысы болмайтын жағдайлар [2] үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, (6.38) өрнегіне ұқсайтын (8.45) өрнегі әрекет етеді

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u}{V_{Ed,red} \times W} \right], \quad (8.45)$$

мұнда k ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.4.3 (3) немесе 6.4.3 (4) тармақтарындағы жағдайға байланысты анықталады, ал W мағынасы бойынша W_l сәйкес келеді, бірақ u периметрі үшін анықталады.

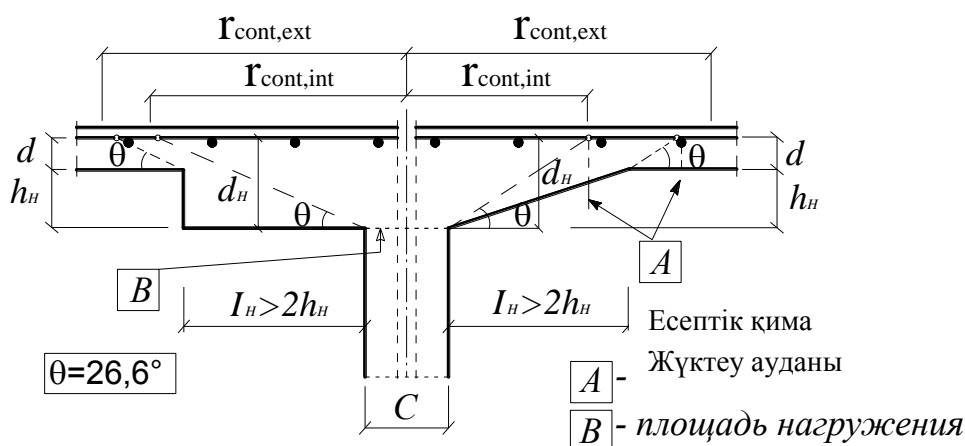
8.4.1.5 Егер тақтаның биіктігі біркелкі өзгертін болса (8.19-Суретті қараңыз), онда жұмыс биіктігі жылжу жазықтығы өтетін бетонның биіктігінен шығара келе анықталады. Демек, 6.4.2(6) ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 жүктеу ауданының бетіндегі бетонның биіктігіне жұмыс биіктігін таңдауға рұқсат береді. Басқа периметрлерді тексеру қажет жерде, негізгі бақылаулық периметрден басқа, (мысалы, тақтаның кері жағында әрекет ететін топырақтың тойтарысы себепті), ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/, 6.4.2(7) периметрлер негізгі бақылаулық периметр секілді пішінге ие болуын талап етеді.



8.19-сурет — Айнымалы биіктік іргетасындағы бақылаулық қиманың биіктігі

8.4.1.6 Егер қиманың биіктігі күрт өзгеріп отыратын болса (8.20-Суретті қараңыз), жұмыс биіктігінің жоғарыда келтірілген рұқсаты жарамсыз болуы мүмкін, өйткені қирау әлдеқайда жоғары қимада, сондай-ақ оның шегінен тыс әлдеқайда төмен қимада жүруі

мүмкін. Осы жағдай үшін жоғарғы бөлікте жергілікті жуандау (немесе тұғырдың жергілікті кеңеюі) орын алатын тұғырлардың жұмыр немесе тікбұрыш басты (капителдермен) тақталармен ерекше жағдайды қарастыратын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 6.4.2(8)- 6.4.2(11) дейінгі тармақтар сәйкес келеді. Осындай жағдайларда 8.20 –Суретте көрсетілгендей екі бақылаулық периметрді тексеруге тура келеді – біреуі тақтаның жергілікті жуандауының ішінде (тақтаның ұлғайған қалыңдығын жаншумен) және біреуі оның шегінен тыс (тақтаның жұқа қабатын жаншумен).



8.20-сурет — $I_n > 2h_n$ кезінде тұғырдың капителімен тақта

8.4.1.7 Егер тұғыр тақтаның немесе бұрыштың бос шетіне жақын ($2d$ қарағанда жақын) орналасатын болса, онда периметрдің сәйкес бөлігі кесіледі және есепте қарастырылмайды.

МЫСАЛ 8.4

Бастапқы деректер: Іргетастың конструкциясы 8.21 - 8.23 Суреттерде берілген.

$N_{Ed} = 1789 \text{ кН}$ - тіреу тұғырының меншікті салмағын ескере отырып, тіреудің түбіндегі бойлық күш.

$M_{Ed} = 250 \text{ кН} \times \text{м}$ - тіреудің түбіндегі бұгуші мезет

Бетон C 35/45 $f_{ck} = 35 \text{ МПа}$

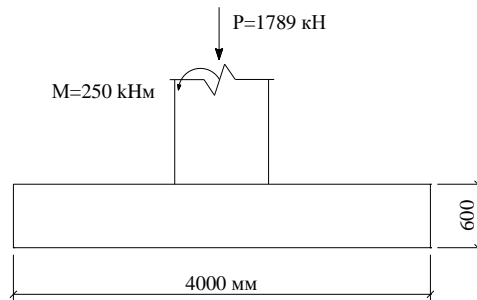
$\gamma_c = 1,5$ - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 2.1N –Кестеге сәйкес бетон үшін сенімділік коэффициенті

Анықтау: 1 Жаншылуға тексеру

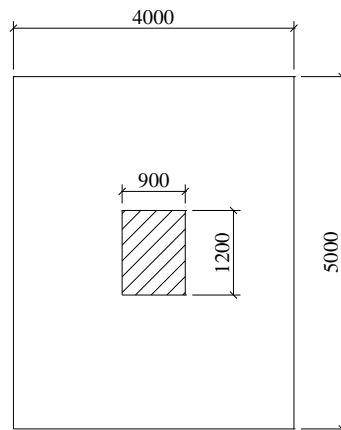
Іргетасқа келетін қысымды анықтаймыз:

Бойлық күштен

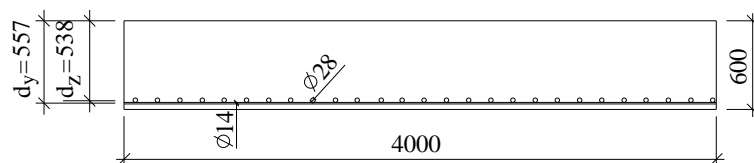
$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1789}{4 \times 5} = 89,45 \text{ кН/м}^2$$



8.21-сурет – Іргетастың тәсімі



8.22-Сурет – Іргетастың жоспары



8.23-сурет – Іргетастың берілген арматурамен күшейтілуі

1 Жаншылуға тексеру

Арматурамен күшейту 8.23-Суретте берілген

$$d_y = 557 \text{ мм} \quad A_{sy} = 5231,24 \text{ мм}^2$$

$$d_z = 538 \text{ мм} \quad A_{sz} = 1661,688 \text{ мм}^2$$

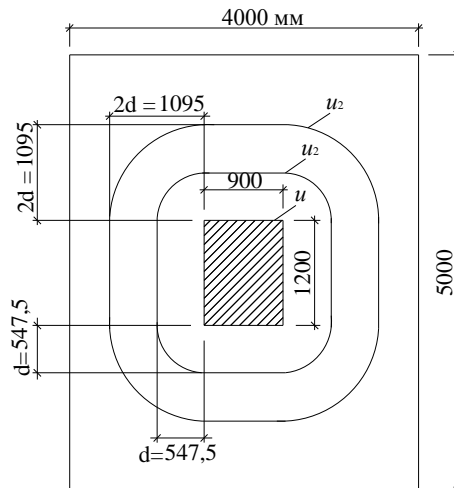
$$d = \frac{d_y + d_z}{2} = 547,5 \text{ мм}$$

u_2 бақылаулық периметрін анықтаймыз

$$u_2 = 4 \times \pi \times 547,5 + 2 \times 1200 = 11076,6 \text{ мм}$$

Периметрдің астындағы аудан

$$A_2 = 9443938 \text{ мм}^2 = 9,45 \text{ м}^2$$



8.24-сурет – Бақылаулық периметрлермен іргетастың жоспары

Қорытқы күш (8.46):

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = 89,45 \times 9,45 = 845,3 \text{ кН}$$

$$V_{Ed,red} = 1789 - 845,3 = 943,7 \text{ кН}$$

Бағыттар бойынша арматурамен күшейту пайызы:

$$\rho_{y1} = \frac{5231,24}{5000 \times 557} = 0,0019 = 0,19\%$$

$$\rho_{z1} = \frac{16616,88}{4000 \times 538} = 0,0077 = 0,77\%$$

Арматурамен күшейтудің жиынтық пайызы

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{y1} \times \rho_{z1}} = \sqrt{0,19 \times 0,77} = 0,38\% < 2\%$$

k коэффициентті анықтаймыз

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{547,5}} = 1,6$$

(8.16) сәйкес

$$\nu_{\min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,6^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} = 0,42 \text{ МПа}$$

Жаншылуға кедергінің есептік мәні

$$\nu_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq \nu_{\min}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$k_1 = 0,1$ - 8.4.2.2 тармағының ұсынысына сәйкес

$$\nu_{Rd,c} = 0,12 \times 1,6 \times (100 \times 0,0038 \times 35)^{\frac{1}{3}} = 0,45 \text{ МПа} \geq 0,42 \text{ МПа}$$

Шарт орындалды.

Мезеттің әсерін (күштің эксцентрілік күшін) есепке алу үшін u_2 негізгі бақылаулық периметрінің W_2 функциясын есептеп шығару қажет

$$W_2 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1$$

мұнда $c_1=900$ — жүктеме эксцентриситетіне параллель бағанның өлшемі;

$c_2=1200$ — жүктеме эксцентриситетіне перпендикуляр бағанның өлшемі

$$W_2 = \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 + 4 \times 1200 \times 547,5 + 16 \times 547,5^2 + 2 \times 3,14 \times 547,5 \times 900 =$$

$$= 12 \times 10^6 \text{ мм}^2$$

$u=u_2$ және $W=W_2$ болғанда көлденең күшті анықтаймыз:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u}{V_{Ed,red} \times W} \right] = \frac{943,7 \times 10^3}{11076,6 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 11076,6}{943,7 \times 10^3 \times 12 \times 10^6} \right] =$$

$$= 0,19 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,45 \text{ МПа}$$

Тексеру орындалады

$c_1/c_2 = 0,75$ болғанда $k = 0,525$ (ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1-Кестені қар.)

d болғанда периметрдегі жаншылу мүмкіндігін тексеру қажет

u_1 бақылаулық периметрін анықтаймыз

$$u_1 = 4 \times \pi \times \frac{547,5}{2} + 2 \times 900 + 2 \times 1200 = 7638,3 \text{ мм}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck}^{\frac{1}{3}}) \times \frac{2 \times d}{a}$$

$a = d$ - бағанның шетінен периметрге дейінгі арақашықтық.

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,6 \times (100 \times 0,0038 \times 35)^{\frac{1}{3}} \times 2 = 0,91 \text{ МПа}$$

ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.41 сәйкес u_1 негізгі бақылаулық периметрінің

W_1 функциясын есептеп шығарамыз

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times \frac{d}{2} + 16 \times \frac{d^2}{4} + 2 \times \pi \times \frac{d}{2} \times c_1$$

$$W_1 = \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 + 4 \times 1200 \times \frac{547,5}{2} + 16 \times \frac{547,5^2}{4} + 2 \times 3,14 \times \frac{547,5}{2} \times 900 = 5,55 \times 10^6 \text{ мм}^2$$

$u=u_1$ және $W=W_1$ болғанда көлденең күшті анықтаймыз:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u_1}{V_{Ed,red} \times W} \right] = \frac{943,7 \times 10^3}{7638,3 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 7638,3}{943,7 \times 10^3 \times 5,55 \times 10^6} \right] =$$

$$= 0,26 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,91 \text{ МПа}$$

$k = 0,525$ - ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011, 6.1-Кестесі бойынша анықталады

Бағандағы жаншылуды тексеру

$$v_{Rd,max} = 0,5 \times v \times f_{cd} = 0,5 \times 0,516 \times 19,83 = 5,12 \text{ МПа}$$

f_{cd} - С 35/45 бетонның есептік кедергілері

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ МПа}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ - сығымдалуға беріктікке әсер ететін ұзақ мерзімді әсерлерді, сонымен қатар жүктемені түсіру тәсілімен байланысты жағымсыз әсерлерді ескеретін коэффициент

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

u_0 бақылаулық периметрін анықтаймыз

$$u_0 = 2 \times (900 + 1200) = 4200 \text{ мм}$$

u_0 негізгі бақылаулық периметрінің функциясы

$$W_0 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 = \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 = 1,485 \times 10^6 \text{ мм}^2$$

Көлденең күшті анықтаймыз

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_0 \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u_0}{V_{Ed,red} \times W}\right] = \frac{943,7 \times 10^3}{4200 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 4200}{943,7 \times 10^3 \times 1,485 \times 10^6}\right] = 0,55 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,91 \text{ МПа}$$

8.5 Тозу

8.5.1 Жалпы талаптар

8.5.1.1 ҚР ҚН EN1992-2:2005/2011, 6.8.1(102) сәйкес, тозуын тексерулер көп рет қайталанатын әсерлерге ұшырайтын конструкциялар мен олардың элементтері үшін орындалуы тиіс.

Тозуды (төзімділік) тексеруді орындамауға жол беріледі: жаяу жүргінші көпірлері үшін (қиманың өлшемдерін белгілеген кезде жел жүктемесі анықтаушы болып табылатын икемді элементтермен конструкциялар жағдайларынан басқа); себу қалыңдығы сәйкесінше 1,00 және 1,50 м кем емес аркалы және рамалы конструкцияларды үюмен автожол және теміржол көпірлері үшін; іргетастардың конструкциялары үшін; жоғары жатқан конструкциялармен қатты біріктірілмеген пилондар, жазық бағандар мен тіреулер үшін (бос қуысты тіреулердің қабырғаларынан басқа); үйінділердің тірек қабырғалары үшін; шеткі талшықтардағы алдын ала кернеуден және жүктемелердің әсерінен тек сығымдаушы кернеулер туындайтын конструкциялар үшін.

8.5.2 Тозуға тексеру кезіндегі ішкі күштер және кернеулер

8.5.2.1 Кернеулердің анықталуы келесі болжамда орындалуы тиіс:

- көлденең қималар сызаттарға ие;
- бетон созылмайды;
- салыстырмалы деформациялардың үйлесімділік гипотезасы орындалады.

8.5.2.2 [6.8.2(2)P] Кернелетін болат пен арматуралық болаттың әртүрлі ілінісуінің әсерін мінсіз ілінісуге есептелген арматуралық болаттағы кернеулер деңгейін η коэффициентіне көбейту арқылы есептеу қажет:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \times \sqrt{\xi(\varnothing_s / \varnothing_p)}}, \quad (8.46)$$

мұнда A_s — арматуралық болат қимасының ауданы;

A_p — кернеуші элементтің немесе элементтердің қима ауданы;

\varnothing_s — арматураның шағын диаметрі;

\varnothing_p — кернелетін болат арматурасының диаметрі немесе балама диаметрі:

$\varnothing_p = 1,6 \times \sqrt{A_p}$ — шоғырлар үшін;

$\varnothing_p = 1,75 \varnothing_{wire}$ — жекелеген жеті сымды арқандар үшін;

$\varnothing_p = 1,20 \varnothing_{wire}$ — жекелеген үш сымды арқандар үшін;

где \varnothing_{wire} — сымның диаметрі;

ξ — кернеуші элементтің және мерзімдік профиль арматурасының бетонмен ілінісу беріктігінің арақатынасы. ξ мәндері 8.1-Кестеде келтірілген.

8.5.2.3 Көлденең арматураны есептеген кезде θ_{fat} сығымдалған кергіштердің көлбеуі кергіштердің және тартпалардың моделі көмегімен немесе келесі формула бойынша есептелуі мүмкін

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0, \quad (8.47)$$

мұнда θ — көтергіш қабілет бойынша шектік күйге есептеген кезде қабылданған арқалықтың осі мен сығымдалған бетон кергіштер арасындағы бұрыш (8.2.2 қар.).

8.1 [6.2] кесте — Кернеуші элементтердің және арматуралық болаттың бетонмен ілінісу беріктігінің ξ қатынасы

Кернелетін болат	Тіреуге алдын ала керілген	ξ	
		Ілінісумен, бетонға тарту	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Тегіс өзектер мен сымдар	Қолданылмайды	0,3	0,15
Арқандар	0,6	0,5	0,25
Профильді сым	0,7	0,6	0,3
Мерзімдік профильдің өзектері	0,8	0,7	0,35
ЕСКЕРТПЕ C50/60 және C70/85 арасындағы мәндер үшін интерполяция пайдаланылуы мүмкін.			

8.5.3 Арматуралық және алдын ала кернелген болат үшін тексеру әдісі

8.5.3.1 [6.8.4(1)] Кернеудің жалғыз амплитудасынан зақымдалу $\Delta\sigma$ арматуралық және кернелетін болат үшін тиісті S – N диаграммаларды пайдалану кезінде анықталуы мүмкін (8.25 Суретті қар.). Түскен жүктеме $\gamma_{F,fat}$ мәніне көбейтілуі мүмкін. Жүктеменің N^* циклдері үшін кернеулердің есептелген амплитудасын $\Delta\sigma_{Rsk}$ қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне $\gamma_{S,fat}$ бөлу қажет.



8.25-сурет — Тозу беріктігінің сипаттамалық қисық сызығының түрі (Арматуралық және кернелетін болатқа арналған S'' – N'' қисық сызықтары)

ЕСКЕРТПЕ 1 $\gamma_{F,fat}$ мәндері=1,0.

ЕСКЕРТПЕ 2 S – N қисық сызықтары параметрлерінің ұсынылатын мәндері 8.2 және 8.3 Кестелерінде келтірілген және сәйкесінше арматуралық және кернелетін болат үшін жарамды.

8.2 [6.3N] Кесте — Арматуралық болат үшін S - N қисық сызықтарының параметрлері

Арматураның түрі	N*	Кернеудің көрсеткіші		N* циклдеріндегі $\Delta \sigma_{Rsk}$, МПа,
		k ₁	k ₂	
Тік және майысқан өзектер ¹⁾	10 ⁶	5	9	162,5
Дәнекерленген өзектер және сымды торлар	10 ⁷	3	5	58,5
Айқаптап қосу	10 ⁷	3	5	35

¹⁾ $\Delta \sigma_{Rsk}$ үшін мәндер тік өзектер үшін жарамды. Майысқан өзектер үшін мәндерді $\xi = 0,35 + 0,026D/\varnothing$ көмегімен анықтау қажет, мұнда D — жиектеме диаметрі; \varnothing — өзектің диаметрі.

8.3 [6.4N] Кесте — Кернелетін болат үшін S - N қисық сызықтарының параметрлері

Келесі жағдайда пайдаланылатын кернелетін болатқа арналған S – N қисық сызығы	N*	Кернеулердің көрсеткіші		$\Delta \sigma_{Rsk}$, МПа, N* циклдерінде
		k ₁	k ₂	
Тіреуге керу	10 ⁶	5	9	185
Бетонға керу	10 ⁶	5	9	185
Пластмасса арналардағы жекелеген арқандар	10 ⁶	5	9	185
Тік кернеуші элементтер немесе майысқан элементтер, пластмасса арналардағы кернеуші элементтер	10 ⁶	5	10	150
Болат құбырлардағы майысқан кернеуші элементтер	10 ⁶	5	7	120
Айқаптап қосу	10 ⁶	5	5	80

8.5.3.2 [6.8.4(2)] Айнымалы амплитудалармен көп реттік циклдерде зақымдалулар Пальмгрен-Минер қағидасы бойынша қосылуы мүмкін. Сондықтан тиісті тозу жүктемелерінің салдарынан болат үшін тозып зақымдалу коэффициенті келесі шартты қанағаттандыруы тиіс

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (8.48)$$

мұнда $n(\Delta\sigma_i)$ — $\Delta\sigma_i$ кернеулерінің деңгейі үшін салынған циклдердің саны;

$N(\Delta\sigma_i)$ — $\Delta\sigma_i$ кернеулердің деңгейі үшін циклдердің есептік саны.

8.5.3.3 [6.8.4(3)] Егер кернелетін және арматуралық болат тозу жүктемелеріне ұшыратылған болса, онда есептелген кернеулер болат аққыштығы шегінің есептік мәнінен аспауы тиіс.

8.5.3.4 [6.8.4(4)] Аққыштық шегін пайдаланылатын болаттың керілуіне сынау арқылы анықтау қажет.

8.5.3.5 [6.8.4(5)] Егер қолданылатын конструкцияның әрекет ету мерзімінің қалдығын анықтау үшін немесе күшейту қажеттілігін тексеру үшін ережелер қолданылатын болса және тоттану басталып кеткен болса, кернеулердің деңгейі тік және майысқан өзектер үшін k_2 кернеу көрсеткішін азайту арқылы анықталуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ Коэффициент мәні $k_2 = 5$.

8.5.3.6 [6.8.4(6)P] Дәнекерленген өзектер үшін кернеулердің деңгейі тік немесе майысқан өзектер үшін кернеулердің деңгейінен аспауы тиіс.

8.5.3.7 [6.8.4(107)] Бетонмен ілініспейтін, бетон қимасының ішінде орналасқан және сыртқы алдын ала кернеуленген арматуралық элементтер үшін тозуға тексеру талап етілмейді.

8.5.4 Кернеулердің балама деңгейін пайдаланумен тексеру

8.5.4.1 Тозу қасиеттерін тексеру жүргізіледі:

- болат үшін зақымдалу кезіндегі кернеулердің балама деңгейлеріне;
- бетон үшін зақымдалу кезінде сығымдалу кернеулерінің балама деңгейлеріне.

8.5.4.2 [6.8.5(2)] Зақымдалған кездегі кернеулердің балама деңгейінің әдісі кернеулердің бір деңгейімен жүктеудің N^* циклдерінің түрінде іс жүзінде пайдаланушылық әсердің берілуіне негізделеді. ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 тозу жүктемелерінің тиісті модельдерін және автожол және теміржол көпірлерінің жоғарғы құрылымдары үшін $\Delta\sigma_{S, equ}$ кернеулердің балама деңгейлерінің есептеу әдістерін береді.

8.5.4.3 [6.8.5(3)] Арматуралық немесе кернелетін болат және айқасталған қосылыстар үшін егер келесі шарт орындалатын болса, төзушілік қамтамасыз етілген:

$$\gamma_{F, fat} \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, fat}}, \quad (8.49)$$

мұнда $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ — 8.25 суреттегі S – N қисық сызықтар бойынша жүктеменің N^* циклдеріндегі кернеулердің деңгейі;

ЕСКЕРТПЕ — Сонымен қатар 8.2 және 8.3 Кестелерді қараңыз.

$\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ — N^* жүктеу циклдерінің санын ескере отырып арматураның әртүрлі түрлері үшін зақымдалу кезіндегі кернеулердің балама деңгейі;

$\Delta\sigma_{s,max}(N^*)$ — жүктемелердің тиісті үйлесімінде болаттағы кернеулердің максималды деңгейі.

8.5.4.4 (8.49)-Формула бетонның тозуын тексеруге таралмайды. ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 NN Қосымшасы NN.3.2 Бөлімі теміржол көпірлерінде бетонның балама қиратушы кернеулерін тексеруді қарастырады, алайда, автожол көпірлері үшін осындай тексеру болмайды. Осындай көпірлер үшін осы Құралдың 8.5.5 –де мазмұндалған әдістердің көмегімен бетонды тексеруге болады.

8.5.5 Сығымдау немесе көлденең жүктеме кезінде бетонды тексеру

8.5.5.1 8.5.5-те келтірілген бетонның тозуын тексерудің жалпы процедурасы осы Құралдың 8.5.2 –де секілді зақымдалулардың жиынтық есебін талап етеді. ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 NN Қосымшасы, NN.3.2 бөлімінде мазмұндалған балама қиратқыш кернеулердің жеңілдетілген тексерісін пайдалана отырып, теміржол көпірлері үшін осы ұзақ есептеуді іске асырмауға болады. Алайда, атап өткендей, ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 NN Қосымшасы, не болмаса 8.5.5-бөлім автожол көпірлерін тексеру үшін қажетті деректерді бермейді.

8.5.5.2 [6.8.7(101)] Тексеру жол қозғалысы туралы деректерді, (S-N) тозу диаграммаларын және ұлттық басқару органдарымен белгіленген жүктемелердің типтері туралы деректерді пайдаланып орындалуы тиіс. Теміржол көпірлері үшін тексеруші есеп λ -шамаларын пайдаланып, жеңілдетілген әдістің негізінде орындалуы мүмкін (ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011, NN Қосымшасын қараңыз).

Бетонды тексеру үшін Майнер (Miner's rule) қағидасы қолданылады: $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$,

мұнда m — тұрақты амплитуда интервалдарының саны;

n_i — i -интервалда тұрақты амплитуда циклдерінің іс жүзіндегі саны;

N_i — қирағанға дейін төзуі мүмкін i -аралықта тұрақты амплитуда циклдерінің шектік саны. N_i шамасы ұлттық басқару органдарымен (S-N диаграммалары) берілуі мүмкін немесе 0,43 коэффициентін $(\log N_i)/14$ шамасына ауыстырумен және теңсіздікті теңдікке түрлендірумен (8.53) Формула бойынша жеңілдетілген әдіспен есептеп шығарылуы мүмкін.

$$E_{cd,max,eqv} + 0,43 \times \sqrt{1 - R_{eqv}} \leq 1, \quad (8.50)$$

мұнда R_{eqv} — кернеулердің қатынасы;

Сығымдалған бетонның тозу беріктігін егер келесі шарт орындалатын болса, қолайлы деп санауға болады:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad (8.51)$$

$$N_i = 10 \exp \left(14 \times \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right) \right), \quad (8.52)$$

мұнда R_i — кернеу коэффициенті:

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}, \quad (8.53)$$

$E_{cd,min,i}$ — минималды сығымдаушы кернеулер:

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.54)$$

$E_{cd,max,i}$ — максималды сығымдаушы кернеулер:

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.55)$$

мұнда $\sigma_{cd,max,i}$ — циклдегі максималды кернеулер;

$\sigma_{cd,min,i}$ — циклдегі минималды кернеулер;

$f_{cd,fat}$ — (8.56) Формула бойынша тозуға есептеу кезінде бетонның сығымдалуға есептік кедергісі:

$$f_{cd,fat} = k_1 \times \beta_{cc}(t_0) \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.56)$$

мұнда $\beta_{cc}(t_0)$ — жүктемені бірінші рет түсіргенде бетонның беріктік коэффициенті (5.1.2.4 қараңыз);

t_0 — бетонға цикльдік жүктеме әсерінің басталу уақыты, күндер.

ЕСКЕРТПЕ 1 $k_1 = 0,85$.

ЕСКЕРТПЕ 2 Қосымша мәліметтер ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 NN Қосымшасында келтірілген.

8.5.5.3 [6.8.7(2)] Егер келесі шарт орындалатын болса, сығымдалған кезде бетон үшін қабылдануы мүмкін тозудың жеткілікті кедергісі

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.57)$$

$f_{ck} \leq 50$ МПа үшін $\leq 0,9$,

$f_{ck} > 50$ МПа үшін $\leq 0,8$,

мұнда $\sigma_{c,max}$ — әсерлердің жиі үйлесімінде талшықтағы максималды сығымдаушы кернеу (сығымдау кернеуі «қосу» белгісімен қабылданады);

$\sigma_{c,min}$ — $\sigma_{c,max}$ әрекет ететін талшықтағы минималды сығымдаушы кернеу. Егер $\sigma_{c,min}$ созылу кернеуі болып табылатын болса, онда әдетте, $\sigma_{c,min}$ нөлге тең етіп қабылдайды.

8.5.5.4 [6.8.7(3)] (8.57) шарты сонымен қатар көлденең күштің әрекетіне ұшыратылған элементтердің сығымдалған кергіштері үшін қолданылуы мүмкін. Бұл жағдайда, әдетте, $f_{cd,fat}$ сығымдалған кездегі бетонның беріктігін ν беріктікті төмендету коэффициентіне азайту қажет (8.2.1.7 қараңыз)

8.5.5.5 [6.8.7(4)] Көтергіш қабілет бойынша шектік күйде есептеу бойынша талап етілетін көлденең арматурасыз элементтер үшін көлденең күштің болуында тозуға бетонның жеткілікті кедергісі қабылдануы мүмкін, егер келесі шарттар орындалатын болса:

$$-\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0 \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (8.58)$$

C50/60 және одан төмен класты бетон үшін $\leq 0,9$;

C55/67 асатын кластағы бетон үшін $\leq 0,8$;

$$-\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \leq 0 \quad \frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,ct}} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (8.59)$$

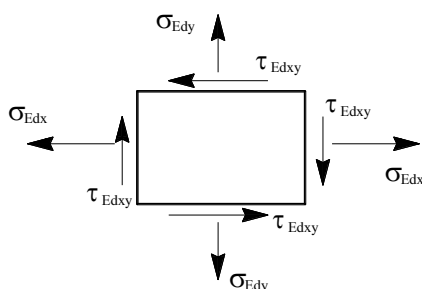
мұнда $V_{Ed,max}$ — әсерлердің жиі үйлесімінде максималды көлденең күштің есептік мәні;

$V_{Ed,min}$ — $V_{Ed,max}$ туындайтын қимадағы әсерлердің жиі үйлесімінде минималды көлденең күштің есептік мәні;

$V_{Rd,ct}$ — (8.14) Формуласына сәйкес көлденең күшке кедергінің есептік мәні.

8.5.6 Мембраналы элементтер

8.5.6.1 [6.109(101)] Мембраналы элементтер түрлі ішкі күштер туындайтын екі өлшемді бетон элементтерді жобалау үшін қолданыла алады; бұл күштер кернеу түріндегі соңғы элементтер әдісімен есептеледі. Мембраналы элементтерде күш 8.26-суретте көрсетілгендей σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} жазықтықтарында әсер етеді.



8.26-сурет — Мембраналы элемент

8.5.6.2 [6.109(102)] Мембраналы элементтер төмені шекті шешімді қолдана отырып, икемділік теориясын қолдану негізінде жобалана алады.

8.5.6.3 [6.109(103)] Сығымдайтын кернеудің максималды мәндерін кернеудің негізгі мәндерінің функциясы ретінде анықтауға болады:

а) егер негізгі кернеудің екеуі де сығымдайтын болса, онда бетондағы максималды сығымдау келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma_{cd,max} = 0,85 f_{cd} \times \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2}, \quad (8.60)$$

мұнда $\alpha \leq 1$ — екі негізгі кернеу қатынасы;

б) егер пластикалық есептеу $\theta = \theta_{el}$ кезінде орындалса, және бұл ретте негізгі кернеулердің кемінде біреуі созылған болса және арматурада аққыштық туындамаса, онда бетондағы максималды сығымдау келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma_{cd,max} = f_{cd} \times \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \times (0,85 - \nu) \right], \quad (8.61)$$

мұнда σ_s — арматураның максималды созу кернеуі;

ν — осы Құралдың 8.2.1.7-тармағына сәйкес анықталады.

в) егер пластикалық есептеу орындалса және арматураның бір жерінде аққыштық туындаса, онда бетондағы максималды сығымдалу келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma_{cd,max} = \nu \times f_{cd} \times (1 - 0,032|\theta - \theta_{el}|), \quad (8.62)$$

мұнда θ_{el} — пластикалық осьтегі x осіне негізгі сығу кернеуінің көлбеулік бұрышы, градустар;

θ — x осіне көтергіштік қабілеті бойынша шекті күйдегі негізгі сығымдайтын кернеу көлбеулігінің бұрышы, градустар.

(8.62) формулада $|\theta - \theta_{el}|$ шамасы 15° мәнімен шектелуі тиіс.

9 ПАЙДАЛАНУ ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ШЕКТІ КҮЙЛЕР (SLS)

9.1 Кернеуді шектеу

9.1.1 Көпір конструкцияларының бетонындағы сығымдау кернеуі пайдаланудың қалыпты жағдайлары кезінде есептік үлгілерде (мысалы, сызықтық-серпімді әрекет) жасалған жол берулер өз күшінде қалатындай етіп, сонымен қатар ұзақ уақыт бойы қолдануға кедергі келтіретін кішкене сызаттар, бойлық сызаттар сияқты бұзылулардың алдын алу үшін шектелуі тиіс. Сондай-ақ конструкция функцияларына тиімсіз әсерлердің әсер етуіне алып келетін жерлерде жылжудың жоғары деңгейі болмауы тиіс.

Жаңартылып отыратын есептік жағдайларда кернеуді әдетте біраз жылжу орын алғаннан кейін, сонымен қатар жылжу және шөгу негізінен анықталған кезде айтарлықтай кейінірек қозғалысқа арналған көпірді ашқаннан кейін тексереді. Бұл конструкциялардағы алдын ала кернеуді жоғалтуға және кернеуді, сызаттың ашылу енін есептеуге арналған модульдер қатынасына әсер етеді. Ұзақ уақыт бойы шөгу әсер ету бөлігін есепке алу қажеттілігі туындауы мүмкін, өйткені ұзақ уақытқа созылатын шөгудің жартысына дейін бетонның қатуы аяқталғаннан кейін алғашқы 3 ай (100 күн) ішінде орын алуы мүмкін.

9.1.2 Бойлық сызаттар жүктеме сипаттамаларының үйлесімділігі кезінде кернеу критикалық мәннен асып кеткен жағдайларда туындауы мүмкін. Басқа тәсілдер болмаған кезде, мысалы, бетонның қорғаныс қабатының ұлғаюы немесе көлденең арматураның күшеюі, XD, XF, XS класстарының қоршаған ортасы әсер ететін учаскелерде $k_1 f_{ck}$ мәндерімен сығымдайтын кернеуді шектеу дұрыс болуы мүмкін (6.1-кесте).

ЕСКЕРТПЕ $k_1 = 0,6$ мәні. Жанама арматуралау кезінде 10 %-ға ұлғайтылуы мүмкін.

Кішкене сызаттардың пайда болуы әдетте сығымдау кернеуі сығу кезіндегі беріктіктің шамамен 70% асып кететін бетонда пайда бола бастайды. Жоғарыда аталған

шектеулерді есепке ала отырып, бойлық сызаттардың түзілуін бақылау үшін кішкене сызаттардың түзілуіне бақылауға арналған ешқандай қосымша өлшемдер қажет емес [2].

9.1.3 [7.2.(3)] Егер бетондағы кернеу жүктеменің тұрақты жүктемесі барысында $k_2 f_{ck}$ кем болса, сызықтық жылжығыштық моделі қабылдануы мүмкін. Егер бетондағы кернеу $k_2 f_{ck}$ асып кетсе, ереже бойынша сызықтық емес жылжығыштықты есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ $k_2 = 0,45$ коэффициентінің мәні

9.1.4 [7.2.(4)] Арматурадағы созатын кернеу серпімді емес салыстырмалы деформациялардың, сызаттың ашылуының тиімсіз енін және жалпы деформацияның алдын алу үшін шектелуі тиіс.

9.1.5 [7.2.(5)] Тиімсіз сызат түзілудің немесе деформацияның болмауы әсерлердің өздері тән үйлесімділігі кезінде арматурадағы созу кернеуі $k_3 f_{yk}$ аспаған кезде қол жеткізіледі. Егер кернеу мәжбүрлі деформацияларға негізделсе, созатын кернеу $k_4 f_{yk}$ аспауы тиіс. Кернелетін элементтердегі кернеудің орташа мәні $k_5 f_{yk}$ аспауы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ $k_3 = 0,8$, $k_4 = 1,0$ және $k_5 = 0$ коэффициенттерінің мәндері

9.1.6 Төменде жарылған темірбетон арқалықтар мен плиталардағы кернеуді анықтау үшін берілген келесі әдіс [2] баяндалған. Қиманы талдау үшін қолданылатын бетон модулі тұрақты жүктеменің уақытша әсерлерге қатынасына байланысты болады. Бетон серпімділігінің қысқа мерзімді әдісі – E_{cm} , серпімдіктің ұзақ мерзімді модулі – $E_{cm}/(1 + \varphi)$.

Тұрақты және уақытша жүктемелер біріккен кездегі бетонның тиімді модулі:

$$E_{c,eff} = \frac{(M_{qp} + M_{st}) \times E_{cm}}{M_{st} + (1 + \varphi) \times M_{qp}}$$

мұнда M_{st} – уақытша жүктеме мезеті, а M_{qp} – квазитұрақты жүктеме мезеті. Қима жазықтығы теориясына байланысты сығылған аймақ биіктігі серпімді есептеуден анықталады (9.1-сурет)

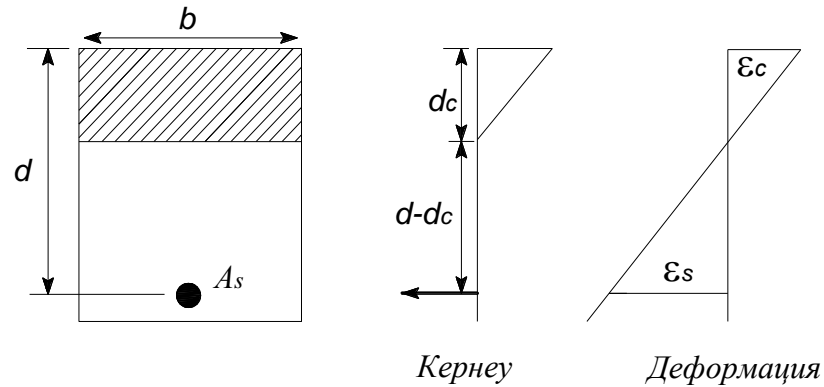
9.1.7 Жазық қималар гипотезасы бойынша деформацияның келесі теңдігі қабылданады:

$$\varepsilon_s = \frac{d - d_c}{d_c} \times \varepsilon_c$$

9.1.8 Теңдік шарттарынан арматура мен бетондағы теңдей әсер ететін күштердің келесі теңдігін аламыз:

$$F_s = F_c$$

$$\text{Осылайша } A_s \times E_s \times \varepsilon_s = 0.5 \times b \times d_c \times \varepsilon_c \times E_{c,eff}$$



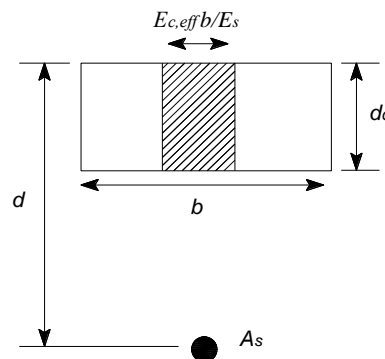
9.1-сурет – Тік бұрышты арқалыққа арналған белгілер

9.1.9 Жоғарыда берілген теңдікке мәндерді қою және түрлендіру арқылы бетонның сығылған аймағының биіктігін анықтауға арналған өрнек пайда болады:

$$d_c = \frac{-A_s \times E_s + \sqrt{(A_s \times E_s)^2 + 2 \times b \times A_s \times E_s \times E_{c,eff} \times d}}{b \times E_{c,eff}}$$

9.1.10 Арматура болатына келтірілген қима инерциясының мезеті 9.2-суретте көлденең қимадан шығарылған:

$$I = A_s \times (d - d_c)^2 + \frac{1}{3} \times \frac{E_{c,eff}}{E_s} \times b \times d_c^3$$



9.2-сурет – Шытынаған қиманы арматура болатына келтіру тәсімі

9.1.11 Қима кедергісінің мезеті:

$$\text{Бетон үшін - } W_c = \frac{I}{d_c}, \text{ арматура үшін - } W_s = \frac{I}{(d - d_c)}.$$

9.1.12 Осы M_{Ed} мезеті үшін кернеу келесі тәсілмен анықталады:

$$\text{Бетон үшін - } \sigma_c = \frac{M_{Ed}}{W_c} \times \frac{E_{c,eff}}{E_s}, \text{ арматура үшін - } \sigma_s = \frac{M_{Ed}}{W_s}.$$

9.1.13 Деформация:

$$\text{Бетон үшін - } \varepsilon_c = \frac{M_{Ed}}{W_c \times E_s}, \text{ арматура үшін - } \varepsilon_s = \frac{M_{Ed}}{W_s \times E_s}.$$

9.2 Сызаттарды бақылау

9.2.1 Жалпы ережелер

9.2.1.1 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 7.3.1(1)Р—7.3.1(4) сәйкес сызаттардың түзілуін ол конструкцияның тиісті түрде жұмыс жасауына әсер етпейтін және оның сыртқы түрін нашарлатпайтын дәрежеге дейін шектеу қажет.

Сызаттың түзілуі жүктемені тікелей салған немесе жылжытуды немесе мәжбүрлі деформацияларды шектеген кезде туындайтын майысқан, кесілген, оралған немесе созылған темір-бетон конструкцияларда әдеттегі құбылыс болып табылады.

Сызаттар пластикалық шөгу немесе қатып қалған бетон ішіндегі кеңеюдің химиялық реакциялары сияқты басқа да себептермен пайда болуы мүмкін. Мұндай сызаттар өте үлкен болуы мүмкін, бірақ оны алып тастау және бақылау осы бөлімшеде бекітілген ережелерге жатпайды.

Сызаттардың пайда болуына егер олар конструкцияның жұмыс жасауына әсер етпейтін болса, олардың ашылу енін тексермей-ақ жол беріледі.

9.2.1.2 Әдетте сызаттың пайда болуы конструкция жұмысына зиян келтіреді, арматура коррозиясының басталуына септігін тигізеді немесе құрылыстың сыртқы түрін бұзады. Сызаттың пайда болуы мен коррозия арасындағы қатынас темір-бетонда кеңінен зерттелген. Жаңадан құйылған бетонның саңылаулы қасиеттері арматураны коррозиядан қорғайды. Бұл қорғаныс карбондаумен немесе хлоридтердің түсуімен жоққа шығарылуы мүмкін. Сызаттар көмірқышқыл газының және хлорид-иондардың арматураға енуіне мүмкіндік бере отырып, осы екі процесті жылдамдатуға алып келуі мүмкін. Сызаттар өлшемі арматура коррозиясының басталу уақытына да әсер етуі мүмкін.

9.2.1.3 [7.3.1(105)] Сызаттың ашылу енінің шекті мәндері w_{max} талап етілетін функцияларға, конструкция түріне, сонымен қатар сызаттың түзілуін шектеуге кеткен шығындарға сәйкес тағайындалады. Сызаттың түзілуінің кездейсоқ сипатынан сызаттың ашылуының нақты енін болжау мүмкін емес. Дегенмен, егер осы Оқулықта берілген ережелерге сәйкес есептелген сызаттың ашылу ені 9.1-кестеде көрсетілген мәндерден аспаса, онда сызаттардың салдарынан конструкцияның пайдалану жарамдылығын бұзу ықтималдығы аз.

Декомпрессия шектері бетонмен ілініскен алдын ала кернелген арматура элементтерінен немесе олардың каналдарынан белгілі бір қашықтықтағы бетонның тағайындалған жүктемемен сығылған күйде қалуын талап етеді.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын арақашықтық — 100 мм.

9.2.1.4 [7.3.1(7)] XD3 пайдалану класы жағдайларында орналасқан элементтер үшін ерекше шаралар қажет. Тиісті шараларды таңдау агрессивті зат (агент) түріне байланысты болады.

9.2.1.5 [7.3.1(8)] Сығатын кернеу траекториясын бойлай бағытталған және сызаттарсыз жұмыс жасайтын тіректері бар "тірек-тартпа" үлгілерін қолдану кезінде

болаттағы тиісті кернеуді анықтау және сызат енін есептеу үшін тартпалардағы күш қолданылуы мүмкін (ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 5.6.4(2) -тармағын қараңыз).

9.1-кесте [7.101N] — w_{\max} ұсынылатын мәндері және жүктемелер комбинациясына арналған тиісті ережелер

Әсер ету класы	Темір-бетон элементтер және бетонмен ілініспеген алдын ала кернелген арматурасы бар элементтер	Темір-бетон элементтер және бетонмен ілініскен алдын ала кернелген арматурасы бар элементтер
	Жүктеменің псевдостатикалық комбинациясы	Жүктемелердің жиі кездесетін комбинациялары
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия

^{a)} X0 және XC1 әсер ету кластары үшін сызаттың ашылу ені ұзақ уақыт бойы қолданылуына әсер етпейді және сыртқы түріне қойылатын талаптармен шектеледі. Егер сыртқы түріне қатысты талаптар болмаса, бұл шектеу жеңілдетілуі мүмкін.

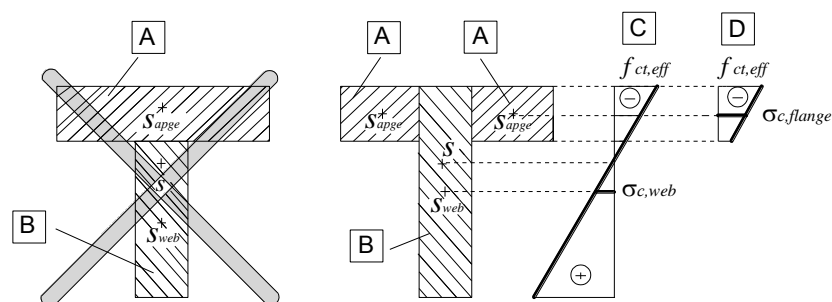
^{b)} Осы әсер ету кластары үшін жүктеменің псевдостатикалық комбинациясы кезінде сығатын кернеуді де тексеру қажет.

9.2.1.6 [7.3.1(9)] Сызаттың ашылу ені осы Құралдың 9.2.3-тармағына сәйкес анықталуы мүмкін. Жеңілдетілген балама өзектер диаметрін және олардың арасындағы арақашықтықты ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 7.3.3-тармағына сәйкес шектеуден тұрады.

9.2.2 Арматураның минималды ауданы

9.2.2.1 ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 7.3.2(102)-тармағына сәйкес күрделі пішімді көлденең қималар үшін, мысалы таврлы және қорапты аркалықтар үшін арматура қимасының минималды ауданы қиманың жекелеген бөліктері (қабырғалар, тақталар) үшін анықталады.

Сөрелері бар қималар үшін, мысалы таврлы және қорапты аркалықтар үшін бөліктерге бөлу 9.3-суретке сәйкес орындалуы тиіс.



A — «шентемір» бөлшегінің қимасы; **B** — «қабырға» бөлшегінің қимасы;
C — қабырға; **D** — шентемір

9.3-сурет — Сызаттың пайда болуын есептеу үшін таврлы көлденең қиманы бөлу мысалы

9.2.2.2 [7.3.2(4)] Алдын ала кернелген элементтерде алын ала кернеудің өзіне тән жүктеме үйлесімділіктері және күштің өзіне тән мәндері кезінде қималарда ешқандай минималды арматура талап етілмейді, бетон сығылған немесе бетондағы созатын кернеудің абсолютті мәні $\sigma_{ct,p}$ кем.

Бұл алдын ала кернеуді қолданғанға дейін уақытынан бұрын жарылуды бақылау үшін арматураны тағайындау қажеттілігін тоқтатпайды.

ЕСКЕРТПЕ $\sigma_{ct,p}$ арналған мән $f_{ct,eff}$ тең

9.2.2.3 [7.3.2(102)] Арматура қимасының талап етілетін минималды ауданы келесі формулаға сәйкес есептеле алады:

$$A_{s,min} \times \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (9.1)$$

мұнда $A_{s,min}$ — созылған аймақтағы арматура қимасының минималды ауданы;

A_{ct} — созылған аймақ бетоны қимасының ауданы. Созылу аймағынан есептеулер бойынша бірінші сызат пайда болар алдында созылу күйінде тұрған қима бөлігін түсінеміз.

σ_s — сызат пайда болғаннан кейін арматурада рұқсат берілетін абсолютті максималды кернеу. Осы шама ретінде арматураның аққыштық шегін қолдануға болады f_{yk} . Сызаттың ашылу ені бойынша шектеулерді орындау үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 7.3.3(2)-тармағына сәйкес аз шама талап етілуі мүмкін;

$f_{ct,eff}$ — бірінші сызат пайда болған мезеттегі созылу кезіндегі бетон беріктігінің орташа мәні: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ немесе егер сызаттың пайда болуы 28 тәуліктен бұрын күтілетін болса, $(f_{ctm}(t))$ аз;

k — біркелкі емес өздігінен теңесетін кернеудің әсерін есепке алатын коэффициент.

$k = 1,0$ — $h \leq 300$ мм қабырғалар немесе ені 300 мм кем сөрелер үшін;

$k = 0,65$ — $h \geq 800$ мм қабырғалар немесе ені 800 мм жоғары сөрелер үшін;

ЕСКЕРТПЕ Аралық k мәндері интерполяция жолымен анықтала алады.

k_c — сызат пайда болар алдындағы қимадағы кернеудің таралуын есепке алатын коэффициент және арматуралау деңгейінің өзгеруі.

Таза созылу үшін $k_c = 1,0$.

Майысу, соның ішінде осьтік күшпен бірге майысу үшін:

— тік бұрышты қималар, қорап тәрізді қима қабырғалары және таврлы қималар үшін:

$$k_c = 0.4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \times (h/h^*) \times f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (9.2)$$

— қорап тәрізді және таврлы қималардың сөрелері үшін:

$$k_c = 0.9 \times \frac{F_{ct}}{A_{ct} \times f_{ct,eff}} \geq 0.5 \quad (9.3)$$

мұнда σ_c — қиманың қарастырылатын бөлігіне әсер ететін бетонның орташа кернеуі:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \times h}$$

мұнда N_{Ed} — көлденең қиманың қарастырылатын бөлігіне әсер ететін пайдалануға жарамдылық бойынша шекті күйдегі осьтік күш (сығу күші оң белгіге ие). N_{Ed} мәнін алдын ала кернеудің және осьтік күштің өзіне тән мәндері кезінде анықтау қажет;

егер $h < 1,0$ м, $h^* = h$;

егер $h \geq 1,0$ м, $h^* = 1,0$ м;

k_1 — осьтік күштің кернеудің таралуына әсерін есепке алатын коэффициент:

$k_1 = 1,5$, егер N_{Ed} — сығу күші;

$k_1 = \frac{2}{3} \times \frac{h^*}{h}$, егер N_{Ed} — созу күші;

F_{ct} — сызат пайда болар алдында сөредегі созу күшінің абсолютті мәні.

9.2.2.4 ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 7.3.2(3)-тармағына сәйкес бетонмен ілінісі бар кернелген элементтер созылған аймақта кернелген элемент орталығынан 150 мм артық емес қашықтық шегінде сызатқа төзімділікті есептеу кезінде есепке алынуы мүмкін. Бұл әсер формуланың сол жақ бөлігіне (9.1) $\xi_1 \times A_p' \times \Delta\sigma_p$ қосындысын енгізу арқылы есепке алынуы мүмкін,

мұнда A_p' — $A_{c,eff}$ тиімді ауданы шегінде кернелген арматура элементтері қимасының ауданы;

$A_{c,eff}$ — арматураны қоршап тұрған созылған бетонның тиімді ауданы немесе

$h_{c,ef}$ биіктігіне ие кернелген элементтер, бұл ретте $h_{c,ef}$

$[2,5 \times (h - d); (h - x)/3; h/2]$ аз мәні ретінде қабылданады (9.4-сурет);

$\Delta\sigma_p$ — кернелген элементтердегі кернеудің ауытқуы;

ξ_1 — ілініс беріктігінің түзету коэффициенті

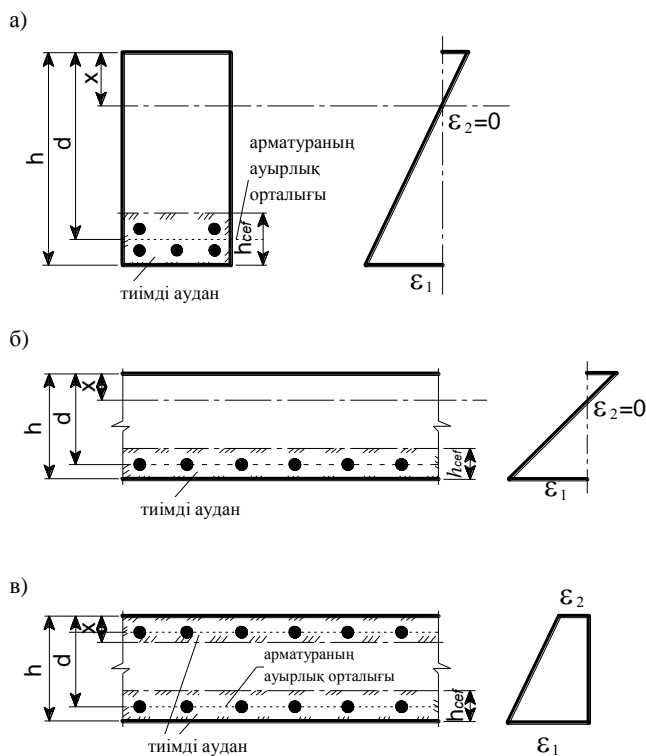
$$\xi_1 = \sqrt{\xi \times \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \quad (9.4)$$

мұнда ξ — 8.4-кестеге сәйкес кернелген және арматуралы болаттың ілініс беріктігінің қатынасы;

\varnothing_s — арматуралы болаттың ең үлкен диаметрі;

\varnothing_p — 8.5.2.2-тармағына сәйкес кернелген элементтердің балама диаметрі.

Егер сызаттың ашылу енін шектеу үшін тек кернелген болат қолданылатын болса, онда $\xi_1 = \sqrt{\xi}$ шарты қолданылады



9.4-сурет — Созылудың тиімді ауданы (әдеттегі жағдайлар):

а — аркалықтар; б — плиталар;

в — созылған элементтер.

9.2.3 Сызаттың ашылу енін есептеу

9.2.3.1 [7.3.4(1)] Сызаттың ашылу ені w_k төмендегі формула бойынша анықталады

$$w_k = s_{r,\max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (9.5)$$

мұнда $s_{r,\max}$ — сызаттар арасындағы максималды арақашықтық;

ε_{sm} — мәжбүрлі деформацияның әсерін қоса алғанда және бетонның созылуға жұмыс жасауын есепке ала отырып, әсерлердің анықтау әсері кезіндегі арматураның орташа салыстырмалы деформациясы. Бетонның осы деңгейдегі деформациясының нөлдік мәнінен шығып кететін қосымша салыстырмалы деформация ғана есепке алынады;

ε_{cm} — сызаттар арасындағы бетонның орташа салыстырмалы деформациясы.

9.2.3.2 [7.3.4(2)] $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ мәні төмендегі формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (9.6)$$

мұнда σ_s — сызаты бар қиманың созылған арматурасындағы кернеу. Алдын ала кернелген элементтер σ_s үшін $\Delta\sigma_p$ мәніне өзгертілуі мүмкін — кернелген арматура деңгейінде бетондағы нөлдік салыстырмалы деформация күйінен кернелген элементтердегі кернеудің үдеуі;

α_e — E_s/E_{cm} қатынасы;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \times A_p'}{A_{c,eff}}, \quad (9.7)$$

мұнда A_p' және $A_{c,eff}$ — 9.2.2.4-тармағында анықталған;

ξ_1 — (9.4) формула бойынша анықталады;

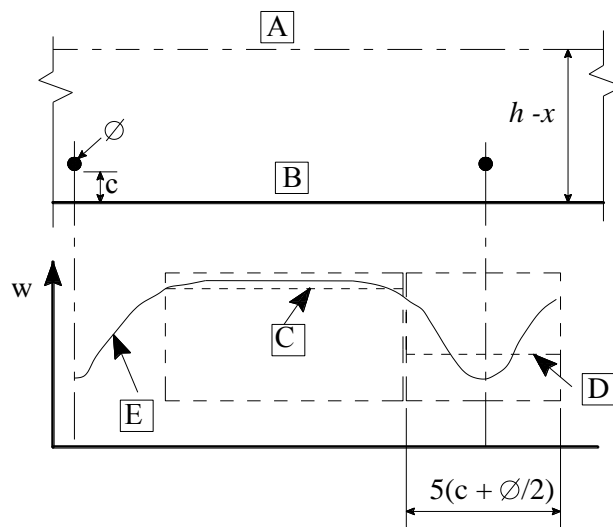
k_t — жүктеме әсерінің ұзақтығына тәуелді болатын коэффициент:

$k_t = 0,6$ — жүктеменің қысқа мерзімді әсері кезінде;

$k_t = 0,4$ — жүктеменің ұзаққа созылған әсері кезінде.

9.2.3.3 [7.3.4(3)] Бетонмен ілініскен арматура созылған аймақта біркелкі орналасқан жағдайларда (арақашықтық $5 \times (c + \varnothing/2)$ артық емес) сызаттар арасындағы максималды мән (9.8) формула бойынша есептеледі (9.5 суретті қараңыз):

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (9.8)$$



[A] - бейтарап ось; [B] - созылған бетон беті; [C] - (9.11) формула бойынша сызаттар арасындағы қашықтық; [D] - (9.8) формула бойынша сызаттар арасындағы қашықтық; [E] - сызаттардың нақты ені.

9.5-сурет — Өзектер арасындағы қашықтыққа байланысты бетон бетіндегі сызат w ені

мұнда \varnothing — өзек диаметрі. Егер қимада өзектердің түрлі диаметрлері қолданылатын болса, алмастыратын (балама) диаметрді \varnothing_{eq} қолдану қажет. \varnothing_1 диаметрлі n_1 өзегі және \varnothing_2 диаметрлі n_2 өзегі бар қималар үшін келесі формуланы қолданған жөн

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \times \varnothing_1^2 + n_2 \times \varnothing_2^2}{n_1 \times \varnothing_1 + n_2 \times \varnothing_2}, \quad (9.9)$$

c — бойлық арматура үшін бетонның қорғаныс қабаты;

k_1 — арматура ілінісінің қасиеттерін есепке алатын коэффициент:

$k_1 = 0,8$ — ілінісу қасиеттері жақсы өзектер үшін;

$k_1 = 1,6$ — тегіс бетке ие өзектер үшін (мысалы, кернелген элементтер);

k_2 — салыстырмалы деформацияның таралуын есепке алатын коэффициент:

$k_2 = 0,5$ — майыстыру үшін;

$k_2 = 1,0$ — таза созылу үшін.

Орталықтан тыс созу жағдайларында төмендегі формула бойынша анықталатын k_2 аралық мәндерін қолданған жөн

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \times \varepsilon_1} \quad (9.10)$$

мұнда ε_1 — сызаты бар қимада анықталған қарастырылатын қималар жиегіндегі созылудың ең үлкен, ε_2 — ең аз салыстырмалы деформациясы.

$k_3 = 3,4$ және $k_4 = 0,425$ коэффициенттерінің мәні.

Егер бетонмен ілініскен өзектер арасындағы қашықтық $5 \times (c + \varnothing / 2)$ асып кетсе (9.5-суретті қараңыз) немесе егер созылған аймақта бетонмен ілініскен арматура болмаса, сызаттың ашылу еніне арналған жоғарғы мән сызаттар арасындағы максималды арақашықтықты қабылдай отырып анықталады

$$s_{r,max} = 1,3 \times (h - x), \quad (9.11)$$

9.2.3.4 [7.3.4(4)] Егер екі ортогональды бағытта арматураланған элементтер үшін негізгі кернеу мен арматура бағыты осьтері арасындағы бұрыш елеулі болса (15° артық), сызаттар арасындағы арақашықтық $s_{r,max}$ төмендегі формула бойынша анықталады

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}}, \quad (9.12)$$

мұнда θ — y бағытындағы арматура мен негізгі созатын кернеу бағыты арасындағы бұрыш;

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ — 9.2.3.3-тармаққа сәйкес y және z бағыттарындағы сызаттар арасындағы максималды арақашықтық.

9.2.3.5 Егер сызаттың ашылу енін есептеу үшін жеңілдетілген әдістер қолданылса, онда олар ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 берілген қасиеттер негізінде жүргізілуі немесе сынақтар кезінде анықталуы тиіс.

10 БОЙЛЫҚ АРМАТУРАНЫ АНКЕРЛЕУ

10.1 Іліністің шекті кернеуі

10.1.1 Ілініс кернеуі бетонның жарылуға төзімділігінің, арматура өлшемінің және бетондау кезіндегі арматура өзектері күйінің функциясы болып табылады. Іліністің шекті кернеуінің есептік мәні, f_{bd} , мерзімдік профиль арматурасы үшін берілген.

10.1.2 [8.4.2(2)] Іліністің шекті кернеуі іліністі жоғалтудан бұзылудың алдын алу үшін жеткілікті болуы тиіс.

Мерзімдік профиль өзектеріне арналған іліністің шекті кернеуінің есептік мәні f_{bd} :

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd}, \quad (10.1)$$

мұнда f_{ctd} — 5.1.6.2-тармаққа сәйкес созылу кезіндегі бетон беріктігі шегінің есептік мәні.

Беріктігі жоғары бетонның жоғары сынғыштығын есепке ала отырып, $f_{ctk,0,05}$ мәні С60/75 арналған мәнге дейін шектелуі тиіс, егер іліністің орташа беріктігі аталған шектермен шектелетіндігі тексерілген болса.

η_1 — ілінісу жағдайларының сапасын және бетондау кезіндегі өзектер күйін есепке алатын коэффициент (10.1-суретті қараңыз):

$\eta_1 = 1.0$ — егер іліністің жақсы жағдайларына қол жеткізілсе;

$\eta_1 = 0.7$ — барлық басқа жағдайларда, сонымен қатар жылжымалы қаптаманы қолданып дайындалған конструктивті элементтер үшін;

η_2 — өзек диаметрін есепке алатын коэффициент:

$\eta_2 = 1.0$ — $\varnothing \leq 32$ мм үшін;

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ — $\varnothing > 32$ мм үшін.

10.2 Анкерлеудің базалық сызығы

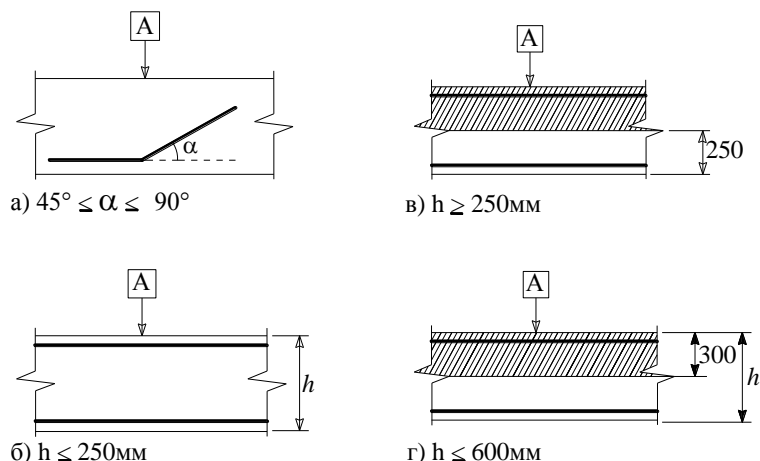
10.2.1 Арматуралы өзек аймағының негізгі ұзындығы $l_{b,rqd}$ арматуралы өзектің барлық периметрінде әсер ететін және оның ұзындығын бойлай біркелкі таралған іліністің шекті кернеуіне тең ілініс кернеуінің орташа мәніне рұқсат ету арқылы алынады.

10.2.2 [8.4.3(2)] Іліністің тұрақты кернеуіне рұқсат еткен кезде f_{bd} тікелей өзектегі $A_s \times \sigma_{sd}$ күшті анкерлеуге арналған анкерлеудің талап етілген базалық ұзындығы $l_{b,rqd}$ келесі формула бойынша анықталады

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (10.2)$$

мұнда σ_{sd} — анкерлеу аймағы өлшенетін жерден өзектің есептік кернеуі.

f_{bd} арналған мәндер 10.1.2-тармақта берілген.



а) және б) барлық өзектер үшін іліністің жақсы жағдайлары

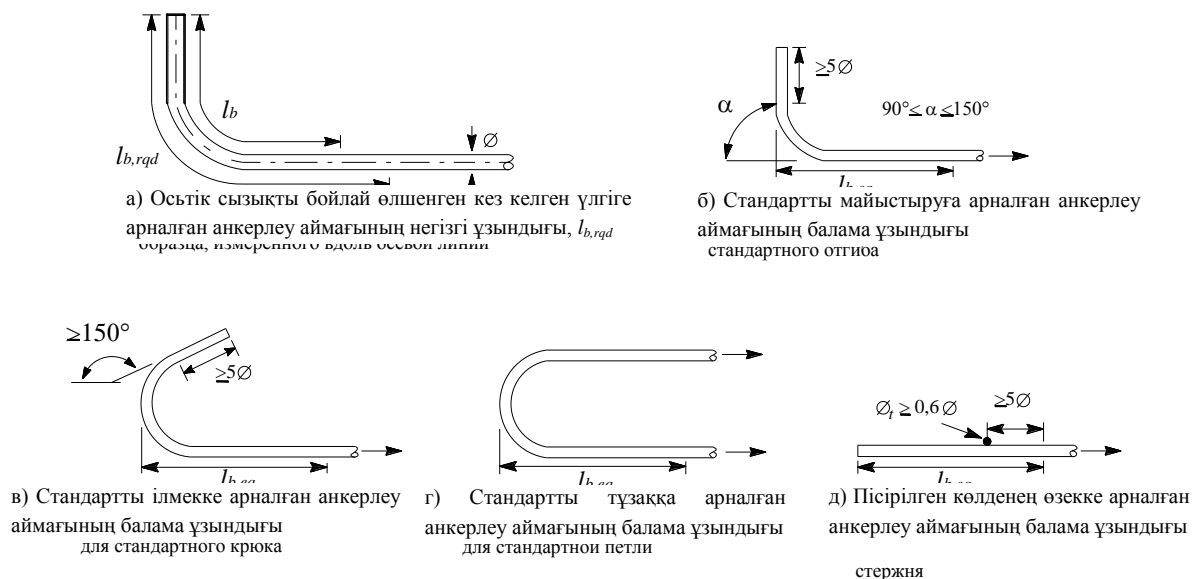
в) және г) штрихталмаған аймақ - іліністің жақсы жағдайлары, штрихталған аймақ - іліністің шекті жағдайлары

A — бетондау бағыты

10.1-сурет — Ілінісу жағдайларының сипаттамасы

10.2.3 [8.4.3(3)] Өзектер майыстырылған кезде анкерлеудің талап етілген базалық ұзындығы $l_{b,rqd}$ және анкерлеудің есептік ұзындығы l_{bd} өзектің ортаңғы сызығын бойлай өлшенуі тиіс (10.2а) суретін қараңыз).

10.2.4 [8.4.3(4)] Пісірілген өзектерден немесе сымдардан жасалған дәнекерленген торлар үшін (10.2) формуладағы диаметрді \varnothing балама диаметрмен $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$ алмастыру қажет.



10.2-сурет - Тікелей өзекті анкерлеуден ерекшеленетін анкерлеу тәсілдері

10.3 Анкерлеудің есептік ұзындығы

10.3.1 [8.4.4(1)] Анкерлеудің есептік ұзындығы l_{bd} келесіге тең:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (10.3)$$

мұнда $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ және α_5 — 10.1-кестеде берілген коэффициенттер:

α_1 — жеткілікті қорғалған қабат кезінде өзек пішімінің әсерін есепке алу үшін (10.2-суретті қараңыз);

α_2 — бетонның қорғаныс қабатының минималды қалыңдығының әсерін есепке алу үшін (10.3-суретті қараңыз);

α_3 — көлденең арматура күшінің әсерін есепке алу үшін;

α_4 — анкерлеудің есептік ұзындығы бойындағы l_{bd} бір немесе бірнеше пісірілген көлденең өзектердің әсерін есепке алу үшін ($\emptyset_t > 0.6\emptyset$) (ҚР ҚН EN1992-1-1:2004/2011 8.6-тармағын қараңыз);

α_5 — анкерлеудің есептік ұзындығын бойлай жарылу жазықтығының көлденең қысымының әсерін есепке алу үшін.

Туынды

$$\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \geq 0.7 \quad (10.4)$$

$l_{b,rqd}$ — (10.2) формуладан шығады;

$l_{b,min}$ — анкерлеудің минималды ұзындығы, егер басқа шектеу қолданылмайтын

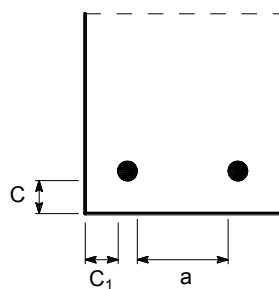
болса, келесілер қабылданады:

— созылу кезіндегі анкерлеу үшін

$$l_{b,min} \geq \max [0, 3 \times l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{мм}]; \quad (10.5)$$

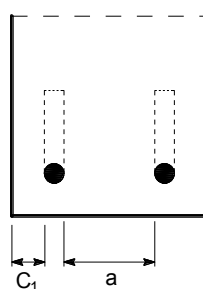
— сығымдалу кезіндегі анкерлеу үшін

$$l_{b,min} \geq \max [0, 6 \times l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{мм}]; \quad (10.6)$$



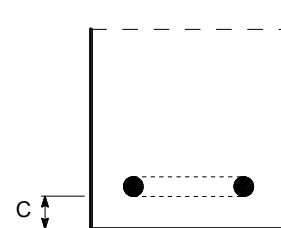
а) Тік өзектер

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



б) Майысулар немесе ілмектер

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



в) Тұзақтар

$$c_d = c$$

10.1-кесте — $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ және α_5 коэффициенттерінің мәндері

Әсер ету факторы	Анкерлеу түрі	Арматуралы өзек	
		СОЗЫЛҒАН	СЫҒЫЛҒАН
Өзектер пішімі	Тік	$\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
	Тіктен өзгеше (10.2б), в) және г) суреттерін және 10.3-суретті қараңыз)	егер $c_d > 3\varnothing$ болса $\alpha_1=0,7$, әйтпесе $\alpha_1=1,0$ (c_d үшін 10.3-суретті қараңыз)	$\alpha_1=1,0$
Бетонның қорғаныс қабаты	Тік	$\alpha_2=1-0,15(c_d-\varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2=1,0$
	Тіктен өзгеше (10.2б), в) және г) суреттерін қараңыз)	$\alpha_2=1-0,15(c_d-3\varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (c_d үшін 10.3-суретті қараңыз)	$\alpha_2=1,0$
Негізгі арматураға дәнекерленбеген көлденең арматураны күшейту	Барлық түрлері	$\alpha_3=1-K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3=1,0$
Дәнекерленген көлденең арматураны күшейту	Барлық түрлері, күйлері және өлшемдері 10.2 д) суретінде көрсетілген	$\alpha_4=0,7$	$\alpha_4=0,7$
Көлденең қысыммен күшейту	Барлық түрлері	$\alpha_5=1-0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
<p>Бұл ретте:</p> <p>$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$;</p> <p>$\Sigma A_{st}$ — анкерлеудің есептік ұзындығын бойлаған көлденең арматура қимасының ауданы l_{bd};</p> <p>$\Sigma A_{st,min}$ — минималды көлденең арматура қимасының ауданы, арқалықтар үшін $0,25A_s$ және плиталар үшін 0 тең;</p> <p>A_s — максималды диаметрге ие жеке анкерден тыс өзек ауданы;</p> <p>K — мәндерін 10.4-суреттен қараңыз;</p> <p>p — бойлық көтергіштік қабілеті бойынша шекті күйдегі көлденең қысым l_{bd}.</p>			
Сондай-ақ ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 8.6-тармағын қараңыз	Егер кемінде бір көлденең сым тіреу шегінде дәнекерленген болса, тіреулерде l_{bd} мәні $l_{bd,min}$ мәніне қарағанда аз қабылдануы мүмкін. Ол тіреу шегінен кемінде 15 мм қашықтықта болуы тиіс.		

10.2-суретте көрсетілген кейбір созу түрлері кезіндегі анкерлеу анкерлеудің балама ұзындығы кезінде $l_{b,eq}$ қамтамасыз етілуі мүмкін. Анкерлеудің балама ұзындығы $l_{b,eq}$

10.2-суретте көрсетілген және келесі тәсілмен қабылдана алады:

- $\alpha_1 \times l_{b,rqd}$ 10.2б) – 10.2г) суреттерде көрсетілген түрлері үшін (α_1 мәндері үшін 10.1-кестені қараңыз);

- $\alpha_4 \times l_{b,rqd}$ 10.2 д) суретінде көрсетілген түрлері үшін (α_4 мәндері үшін 10.1-кестені қараңыз),

мұнда α_1 және α_4 мәндері 10.3.1-тармақта анықталған, $l_{b,rqd}$ мәні (10.2) формула бойынша анықталады.



10.4-сурет — Арқалықтар мен плиталарға арналған К мәндері

10.4 Айқастырылған қосылыстар және механикалық қосылыстар

10.4.1 Жалпы ережелер

10.4.1.1 [8.7.1(P)] Бір өзектен екіншісіне күш беру келесілер арқылы жүреді:

- айқастырыла, майысулармен немесе оларсыз, немесе ілмектермен;
- дәнекерлеу;
- сығу-созу кезінде немесе тек сығу кезінде жүктеме беруді қамтамасыз ететін механикалық қосылыстар.

10.4.2 Айқастыру ұзындығы

10.4.2.1 [8.7.3(1)] Айқастырудың есептік ұзындығы:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (10.7)$$

мұнда $l_{b,rqd}$ — (10.2) формула бойынша есептеледі.

$$l_{0,min} \geq \max \{0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200\text{мм}\}; \quad (10.8)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ және α_5 арналған мәндер 10.1-кестеден алына алады. Дегенмен

$\alpha_3 \times \sum A_{st,min}$ есептеу үшін $1.0 \times A_s \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$ тең қабылдануы тиіс.

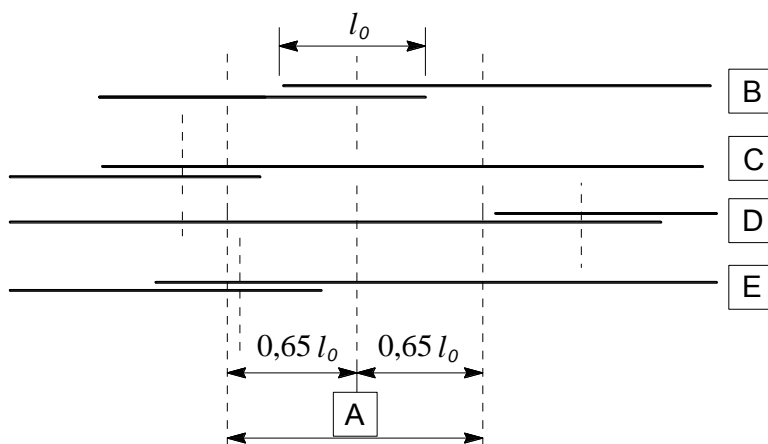
мұнда A_s — бір айқастырыла байланыстырылатын өзек қимасының ауданы;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$, бірақ 1,5 артық емес және 1,0 кем емес.

мұнда ρ_1 — айқастырудың қарастырылатын ұзындығы ортасынан $0.65l_0$ шегінде айқастырыла байланыстырылған арматура пайызы (10.5-суретті қараңыз). α_6 мәндері 10.2-кестеде берілген.

10.2-кесте — α_6 коэффициентінің мәндері

Қиманың толық ауданына қатысты айқастырыла байланысатын өзектер пайызы	<25 %	33 %	50 %	>50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Ескертпе — Аралық мәндер интерполяциямен анықтала алады.				



\boxed{A} — қарастырылатын қима; \boxed{B} — I өзек; \boxed{C} — II өзек;
 \boxed{D} — III өзек; \boxed{E} — IV өзек.

МЫСАЛ: II және III өзектер қарастырылатын қимадан тыс орналасады:
 айқастырыла байланыстырылатын өзектер пайызы — 50 %, $\alpha_6 = 1.4$.

10.5-сурет — Бір қимада айқастырыла байланысатын өзектердің орналасуы

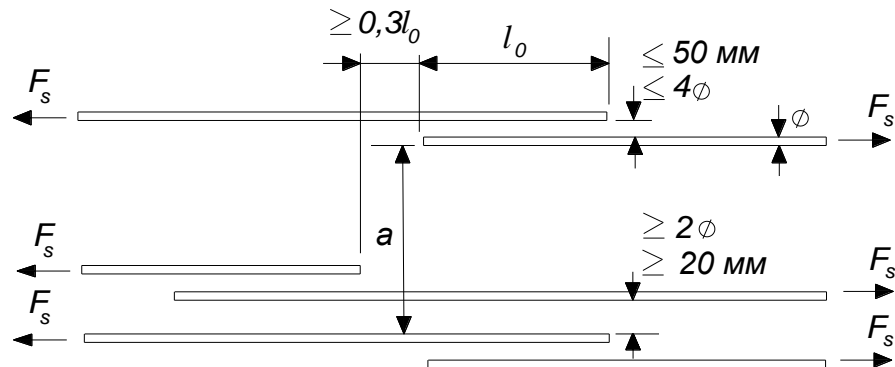
10.4.3 Айқастыру аймағындағы көлденең арматуралар

10.4.3.1 [8.7.4.1(2)] Егер айқастыра байланыстырылған өзектердің диаметрі 20 мм аз болса немесе айқастыра байланыстырылған өзектердің пайызы кез келген қимада 25% кем болса, онда кез келген көлденең арматура немесе басқа да себептермен орнатылған қамыттар алдағы уақытта қандай да бір растауларсыз, көлденең созу күшін қабылдау үшін жеткілікті деп саналуы мүмкін.

10.4.3.2 [8.7.4.1(3)] Егер айқастыра байланыстырылған өзектердің диаметрі 20 мм артық немесе тең болса, көлденең арматура қимасының жалпы ауданы ΣA_{st} (айқастыра байланыстырылған өзектердің қабатына параллель орналасқан барлық өзектердің сомасы) бір айқастыра байланыстырылған өзектердің қимасы ауданынан A_s кем болуы тиіс ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Көлденең өзек айқастыра байланыстырылған арматура мен бетон беті арасындағы бағытқа перпендикуляр орналасуы тиіс.

Егер бір қимада 50% астам арматура айқастыра байланыстырылатын болса және қимадағы көршілес айқастырылған байланыстар арасындағы a қашықтық $10\varnothing$ аз немесе

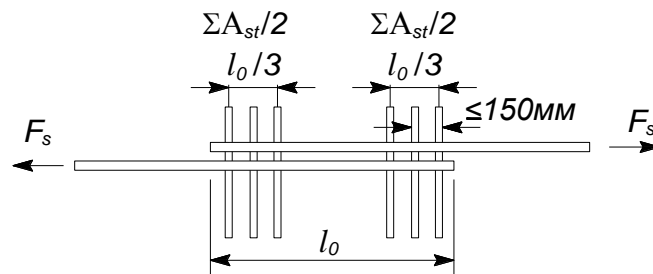
тең болса (10.6-суретті қараңыз), көлденең арматура қамыттар немесе бетон денесіне анкерленген U тәрізді өзектер пішімінде жасалуы тиіс.



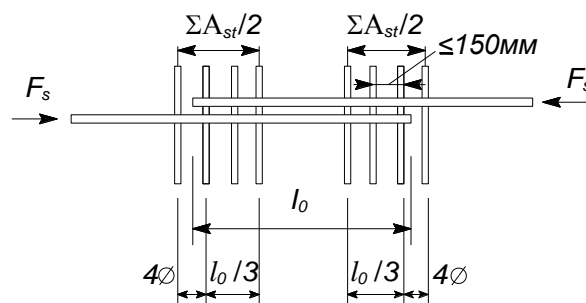
10.6-сурет — Көршілес айқастырылған қосылыстар

10.4.3.3 [8.7.4.1(4)] ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 8.7.4.1(3)-тармағына сәйкес талап етілетін көлденең арматура 10.7а) суретіне сәйкес айқастырылған қосылыстардың сыртқы қималарында орналасуы тиіс.

10.4.3.4 [8.7.4.2(1)] Созылған өзектер үшін берілген ережелерге қосымша ретінде көлденең арматураның бір өзегі айқастыру ұзындығы ұшынан $4\varnothing$ қашықтықта қосылыстан тыс орналасуы тиіс (10.7 б) суретін қараңыз).



а) Өзектер созылған



б) Өзектер сығылған

10.7-сурет — Айқастырылған қосылыстарға арналған көлденең арматуралау

10.1-МЫСАЛ

Бастапқы деректер: Плитаның көлденең қимасы 10.8-суретте көрсетілген

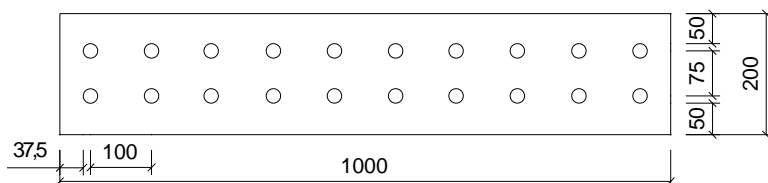
C35/45 класының бетоны. Қолданылатын арматура диаметрі 25мм

$$A_s = 98125 \text{ мм}^2$$

50% өзек айкастыра қосылады

$c_d = 50 \text{ мм}$ - қорғайтын қабат қалыңдығы

Анықтаңыз: Плита ұзындығы бойынша арматуралы өзектердің айкасу ұзындығы



10.8-сурет - Плитаның көлденең қимасы

Шешім: Іліністің шекті кернеуінің есептік мәнін анықтайық f_{bd} . ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 8.4.2(2)-тармағына сәйкес мерзімдік профиль өзектері үшін ол келесі тәсілмен есептелуі мүмкін:

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd},$$

мұнда f_{ctd} — ҚР ҚН EN 1992-2:2004/2011 3.1.6(102)-тармағына сәйкес созу кезіндегі бетон беріктігі шегінің есептік мәні;

η_1 — ілініс жағдайларының сапасын және бетондау кезіндегі өзектер күйін есепке алатын коэффициент (10.4-суретті қараңыз);

$$f_{ctd} = \frac{a_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2.2}{1.5} = 1.47 \text{ МПа}$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.2 \text{ МПа}$$

$$a_{ct} = 1.0$$

$$\gamma_c = 1.5$$

10.1б суретіне сәйкес арматуралы өзектер мен бетонның ілінісінің жақсы жағдайына қол жеткізіледі. $\eta_1 = 1.0$ қабылданады

$$\eta_2 = 1.0$$

$$f_{bd} = 2.25 \times 1 \times 1 \times 1.47 = 3.31 \text{ МПа}$$

(10.2) формула бойынша іліністің тұрақты кернеуіне рұқсат беру кезінде f_{bd} тікелей өзектегі $A_s \times \sigma_{sd}$ күшіне арналған анкерлеудің талап етілген базалық ұзындығын $l_{b,rqd}$ анықтаймыз.

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

мұнда σ_{sd} — анкерлеу өлшенетін жердегі өзектің есептік кернеуі.

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ МПа}, \quad l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \times \frac{434.8}{3.31} = 821 \text{ мм}$$

Айқастырудың есептік ұзындығын анықтайық:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,\min},$$

$$l_{0,\min} \geq \max\{0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ мм}\};$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ және α_5 арналған мәндер 10.1-кестеден алынады.

$\alpha_3 = 1.0$, айқастыру тік сызықты өзектер үшін жүзеге асырылатын болғандықтан,

$$K = 0$$

α_6 мәндері 10.2-кестеде берілген.

$$\alpha_6 = 1.4$$

$$l_{0,\min} \geq \max\{0.3 \times 1.4 \times 821; 15 \times 25; 200 \text{ мм}\};$$

$$l_{0,\min} \geq \max\{345 \text{ мм}; 375 \text{ мм}; 200 \text{ мм}\};$$

$$l_{0,\min} = 375 \text{ мм};$$

$\alpha_1 = 1.0$ - тік өзектерді айқастыру үшін

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \times \frac{c_d - \varnothing}{\varnothing} = 1 - 0.15 \times \frac{50 - 25}{25} = 0.85$$

$$\alpha_5 = 1 - 0.04 \times p = 1.0$$

$p = 0$ - l_{bd} бойындағы көтергіштік қабілеті бойынша шекті күйдегі көлденең қысым, МПа.

$$l_0 = 1 \times 0.85 \times 1 \times 1 \times 1.4 \times 821 = 977 \text{ мм} \geq 375 \text{ мм}$$

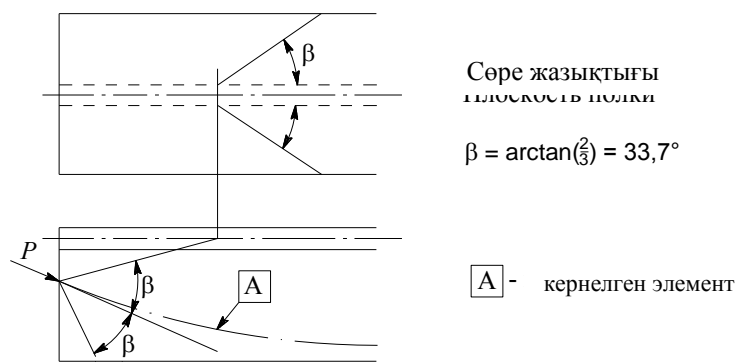
$$l_0 = 977 \text{ мм} \quad \text{қабылдаймыз.}$$

10.4.4 Бетонға керу кезіндегі анкерлеу аймағы

10.4.4.1 [8.10.3(2)] Егер алдын ала тарттыру күші анкерлеу аймағындағы орталықтанған күш ретінде қарастырылса, кернелген элементтердің есептік кедергісі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 2.4.2.2(3)-тармағына сәйкес келуі тиіс және ереже бойынша созу кезінде бетон беріктігінің айтарлықтай төмен сипаттамасы қабылдануы тиіс.

10.4.4.2 [8.10.3(104)] Күш концентрациясынан туындаған созу күшін тартпалар мен тіректердің модельдерінің немесе басқа да негізді модельдердің көмегімен бағалау қажет (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 6.5-тармағын қараңыз). Арматура онда оның есептік беріктігіне қол жеткізіле алатындай етіп құрастырылуы тиіс. Егер осы арматура тудыратын кернеу 250 МПа аспаса, онда сызаттың ашылу еніне тексеру талап етілмейді.

10.4.4.3 [8.10.3(5)] Жеңілдету ретінде алдын ала кернеу күші құрылғы анкерінің ұшынан бастап, 2β таралу бұрышымен таратылған күйінде қабылдануы мүмкін (10.9-суретті қараңыз), мұнда β мәні $\arctan 2/3$ тең қабылдана алады.



10.9-сурет — Алдын ала кернеуді тарату

10.4.4.4 [8.10.3(106)] Анкерлеу аймағын есептеуге аса назар аудару қажет, мұнда екі және одан да көп алдын ала кернелген арматура элементтері бекітіледі.

ЕСКЕРТПЕ Қосымша ақпарат ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 J қосымшасында беріледі.

11 КОНСТРУКЦИЯ ЭЛЕМЕНТТЕРІН ҚҰРАСТЫРУ ЖӘНЕ АРНАЙЫ ЕРЕЖЕЛЕР

11.1 Аралық тіреулер

11.1.1 [9.2.5(1)] Егер арқалық арқалыққа сүйеніп тұрса, конструкция элементтерінің қиылысу аймағына өзара реакцияны қабылдауға есептелген арматура орнатылуы тиіс. Бұл арматура басқа да себептер бойынша талап етілетін арматураға қосымша орнатылады. Осы ереже арқалықтар арасындағы диафрагмаларға да қолданылады.

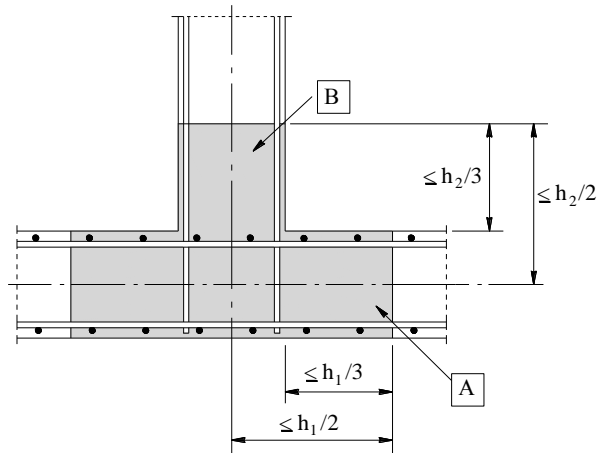
11.1.2 [9.2.5(2)] Екі арқалық арасындағы қосымша арматура ұстап тұратын элементтің негізгі арматурасын қамтып тұратын қамыттардан тұруы тиіс. Осындай қамыттардың кейбіреулері екі арқалық үшін жалпы болып табылатын бетон көлемінен тыс орналасуы мүмкін (11.1-суретті қараңыз).

11.2 Іргетастар

11.2.1 Тұғырлар мен қабырғалардың іргетастары

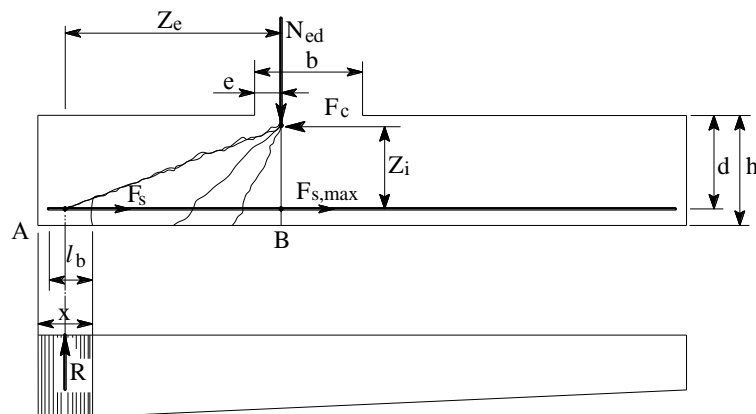
11.2.1.1 Өзектерді анкерлеу

11.2.1.1.1 [9.8.2.2(1)] Арматурадағы созатын күш көлбеу сызаттардың әсерін назарға ала отырып, теңдік шарттарынан анықталады (11.2-суретті қараңыз). Созу күшін қабылдайтын F_s арматура x қашықтықта орналасқан қимада іргетас жиегінен x қашықты шегінде бетонға анкерленуі тиіс.



- A** — h_1 биіктікке ие ұстап тұратын арқалық;
B — h_2 ($h_1 \geq h_2$) биіктікке ие ұстап тұратын арқалық;

11.1-сурет — Екі арқалық қиылысатын аймақта тірек арматурасының орналасуы (жоспардағы түр)



11.2-сурет — Көлбеу сызаттарды есепке ала отырып, созатын күш моделі

Тіректі кеңею жиектерінде жұмыс жасайтын созылған арматураның майыстыруды, ілмектерді немесе бүйір беттегі арматурамен айкастыра байланыстыруды қажет ететіндігін анықтап алу аса маңызды.

11.2.1.1.2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 9.8.2.2(2) және 9.8.2.2(3)-тармақтарына сәйкес анкерлеуді қамтамасыз ету қажет созатын күш келесіге тең:

$$F_s = \frac{R \times z_e}{z_i}, \quad (11.1)$$

мұнда R — ұзындық x шегінде топырақтың нәтижелі қысымы;

z_e — күштің сыртқы иығы, яғни R мен вертикаль күш N_{Ed} арасындағы арақашықтық;

N_{Ed} — А және В қималары арасында топырақтың жалпы қысымына (тіреуге) сәйкес келетін тікелей күш;

z_i — күштің ішкі иығы, арматура мен көлденең күш F_c арасындағы арақашықтық;

F_c — максималды созу күшіне сәйкес келетін сығу күші $F_{s,max}$.

z_e және z_i күш иықтары N_{Ed} және F_c арналған қажетті сығылған аймақтарды есепке ала отырып анықтала алады. Жеңілдетілген z_e мәні $e = 0.15 \times b$ деген болжаммен есептеле (11.2-суретті қараңыз) және z_i мәні $0,9 \times d$ ретінде қабылдана алады.

11.2.1.1.3 [9.8.2.2(4)] Тік өзектерге арналған анкерлеудің ықтимал ұзындығы 11.2-суретте берілген. Егер осы ұзындық анкерлеу F_s үшін жеткіліксіз болса, өзектерді анкерлеудің ықтимал ұзындығын ұлғайту үшін майыстыруға болады не болмаса олар анкерлі құрылғылармен қамтамасыз етілуі тиіс.

11.2.1.1.4 [9.8.2.2(5)] Ұштық анкерлері жоқ тік өзектер үшін x минималды мәні анықтаушы болып табылады. Жеңілдетілген түрде $x_{min} = h/2$ қабылдауға болады. Анкерлеудің басқа тәсілдері үшін x арналған айтарлықтай жоғары мәндер біраз күрделі болуы мүмкін.

А [В] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)

Жылжығыштық пен шөгудің салыстырмалы деформациялары

А.1 [В.100] Жалпы мәліметтер

А.1.1 [В.100(101)] Осы қосымшаны аталған процестерді уақыт бойынша дамуын қоса алғанда, жылжығыштықты және шөгуді есептеу үшін қолданған жөн. Дегенмен әдеттегі эксперименттік шамаларда осы қосымшаға сәйкес жорамалданатын жылжығыштық пен шөгу шамаларына қатысты $\pm 30\%$ таралу байқалады. Егер конструкцияның жылжығыштыққа/шөуге ерекше сезімталдығы салдарынан айтарлықтай жоғары дәлдік қажет болса, онда осы құбылыстарға және уақыт бойынша тиісті деформациялардың дамуына эксперименттік зерттеулер жүргізген жөн. А.5 бөлімшесінде жылжығыштық пен шөгудің коэффициенттерін эксперименттік анықтау жөніндегі нұсқаулар беріледі.

А.1.2 [В.100(102)] Беріктігі жоғары бетон үшін ($f_{ck} > 50$ МПа) жылжығыштық пен шөгуді бағалаудың басқа тәсілі қажет болуы мүмкін; А.4 бөлімшесін қараңыз. Осы балама тәсілде микрокремнеземді қосу әсері есепке алынады және болжау дәлдігі елеулі жоғарылайды.

А.1.3 [В.100(103)] Оның үстіне, егер жүктеу сәтінде $f_{cm}(t_0)$ орташа цилиндрлік беріктік $0,6f_{cm}$ асып кетсе, яғни $f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm}$ шарты орындалса, А.1 және А.4 бөлімшелеріндегі жылжығыштыққа арналған формулалар дұрыс болады.

Егер бетон жүктеу кезеңінің басында беріктіктің айтарлықтай жоғарылауымен біраз ерте сатыда жүктеуді талап етсе, онда жылжығыштық коэффициентін арнайы анықтап алған жөн. Оны эксперименттер негізінде анықтау керек, жылжығыштықтың математикалық өрнектерін А.5 бөлімшесінде берілген нұсқаулар негізінде анықтайды.

А.1.4 [В.100(104)] Жылжығыштық пен шөгуді сипаттайтын формулалар, сондай-ақ осы шамаларды анықтайтын эксперименттік әдістер шектелген уақыт аралығында жиналған деректерге негізделеді. Осындай нәтижелерді өте ұзақ кезеңге экстраполяциялау (мысалы, 100 жылға) экстраполяция үшін қолданылатын математикалық өрнектерге байланысты қосымша қателіктерге алып келеді. Егер кешігетін деформацияны қайта бағалау есебінен қауіпсіздікті жоғарылату талап етілсе және бұл жоба шарттары бойынша мақсатты болса, онда жылжығыштық пен шөгу шамасын А.6 бөлімшесінде берілген қор коэффициентіне көбейткен жөн.

А.2 [В.1] Жылжығыштық коэффициентін анықтауға арналған негізгі формулалар

А.2.1 [В.1(1)] Жылжығыштық коэффициенті $\varphi(t, t_0)$ келесі формула бойынша анықтала алады

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (\text{А.1})$$

мұнда φ_0 — келесі тәсілмен анықталуы мүмкін жылжығыштықтың шартты коэффициенті:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0), \quad (\text{A.2})$$

мұнда φ_{RH} — ауаның салыстырмалы ылғалдығының жылжығыштықтың шартты коэффициентіне әсерін есепке алатын коэффициент:

$$f_{cm} \leq 35 \text{ МПа үшін } \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1\sqrt[3]{h_0}}, \quad (\text{A.3a})$$

$$f_{cm} > 35 \text{ МПа үшін } \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2; \quad (\text{A.3б})$$

RH — қоршаған орта ауасының салыстырмалы ылғалдығы, %;

$\beta(f_{cm})$ — бетонды сығымдау кезінде беріктік шегінің жылжығыштықтың шартты коэффициентіне әсерін есепке алатын коэффициент:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{A.4})$$

f_{cm} — бетонды сығымдау кезіндегі орташа беріктік, МПа, 28 тәулік шамасында;

$\beta(t_0)$ — жүктеуді бастау кезінде бетон жасының жылжығыштықтың шартты коэффициентіне әсерін есепке алатын коэффициент:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}; \quad (\text{A.5})$$

h_0 — элементтің шартты келтірілген өлшемі, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{A.6})$$

мұнда A_c — бетонның көлденең қимасының жалпы ауданы;

u — атмосферамен жанасатын элемент периметрі;

$\beta_c(t, t_0)$ — келесі формула бойынша анықталатын жүктеме салғаннан кейін жылжығыштықтың дамуын сипаттайтын коэффициент:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (\text{A.7})$$

мұнда t — қарастырылған мезеттегі бетонның жасы, тәу.;

t_0 — жүктеме салу мезетіндегі бетонның жасы, тәу.;

$t - t_0$ — жүктемелеудің түзетілмеген ұзақтығы, тәу.;

β_H — ауаның салыстырмалы ылғалдығын (RH , %) және элементтің шартты мөлшерін (h_0 , мм) есепке алатын коэффициент. Ол келесі тәсілмен анықтала алады:

$$f_{cm} \leq 35 \text{ МПа үшін } \beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \leq 1500, \quad (\text{A.8a})$$

$$f_{cm} > 35 \text{ МПа үшін } \beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad (\text{A.8б})$$

$\alpha_{1/2/3}$ — бетон беріктігінің әсерін есепке алуға арналған коэффициенттер:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{A.8в})$$

А.2.2 [В.1(2)] Цемент түрінің бетон жылжығыштығының коэффициентіне әсері (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1.2(6)-тармақты қараңыз) келесі өрнекке сәйкес (А.5) формуласындағы жүктеуді бастау мерзімін t_0 түрлендіру арқылы есепке алына алады:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \geq 0,5, \quad (\text{A.9})$$

мұнда $t_{0,T}$ — (В.10) формулаға сәйкес түзетілген жүктеуді бастау кезіндегі бетон жасының температурасын есепке ала отырып түзетілген, тәу.:

α — цемент түріне байланысты дәреже көрсеткіші:

$\alpha = -1$ — S класты цемент үшін;

$\alpha = 0$ — N класты цемент үшін;

$\alpha = 1$ — R класты цемент үшін.

0 °C - 80 °C аралығындағы диапазондағы жоғары немесе төмен температураның бетонның кемелденуіне әсері келесі формулаға сәйкес бетонның жасын түзету арқылы есепке алына алады:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13.65\right) \times \Delta t_i}, \quad (\text{A.10})$$

мұнда t_T — тиісті формулаларда t мәніне ауыстырылатын бетон жасының температурасын есепке ала отырып түзетілген;

$T(\Delta t_i)$ — Δt_i уақыт кезеңі ішіндегі температура, °C;

Δt_i — T температура басым түскен кездегі тәулік саны.

Зертханалық зерттеулердің компьютерлік деректер базасы бойынша анықталған жылжығыштық коэффициентінің жоғарыда көрсетілген әдісімен анықталған вариацияның орташа коэффициенті 20 % шегінде болады.

Жоғарыда берілген формулалар бойынша анықталған $\varphi(t, t_0)$ мәндері E_c қатысты модульмен байланысты болуы тиіс.

Егер дәлдігі төмен бағалау қанағаттанарлықтай болып саналса, 5.1.4-тармақтың 5.1-суретінде берілген мәндер 70 жылға дейінгі жаста бетон жылжығыштығын болжау үшін қабылдана алады.

А.3 [В.2] Кебу салдарынан шөгудің салыстырмалы деформациясын анықтауға арналған негізгі формулалар

А.3.1 [В.2(1)] Кебу салдарынан шөгудің салыстырмалы деформациясының негізгі мәндері $\varepsilon_{cd,0}$ келесі тәсілмен есептеледі:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \beta_{RH}, \quad (\text{A.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (\text{A.12})$$

мұнда f_{cm} — бетонның сығымдалу кезіндегі орташа беріктігі, МПа;

$f_{cm0} = 10$ МПа;

α_{ds1} — цемент түрін есепке алатын коэффициент (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011

3.1.2(6)-тармағын қараңыз):

$\alpha_{ds1} = 3$ — S класты цемент үшін;

$\alpha_{ds1} = 4$ — N класты цемент үшін;

$\alpha_{ds1} = 6$ — R класты цемент үшін;

α_{ds2} — цемент түрін есепке алатын коэффициент:

$\alpha_{ds2} = 0,13$ — S класты цемент үшін;

$\alpha_{ds2} = 0,12$ — N класты цемент үшін;

$\alpha_{ds2} = 0,11$ — R класты цемент үшін;

RH — ауаның салыстырмалы ылғалдығы, %;

$RH_0 = 100$ %.

ЕСКЕРТПЕ $\exp\{\}$ шамасы $e^{(\)}$ бірдей мәнге ие.

А.4 [B.103] Беріктігі жоғары бетон

А.4.1 [B.103(101)] А.4 бөлімшесі микрокремнеземді қолданатын немесе қолданбайтын C50/60 жоғары сығымдау беріктігіне ие R класты цементтен дайындалған тиімділігі жоғары бетонға қатысты. C55/67 және жоғары беріктік класына ие бетонды білдіретін беріктігі жоғары бетонды қолдану кезінде эксперименттік деректермен жақсы сәйкесетін деректер алу үшін осы тармақта сипатталған модельді қолданған жөн (оны қолдану үшін қажетті ақпарат болады деген шартпен). Микрокремнезем қосылмаған беріктігі жоғары бетон үшін жылжығыштық А.2 бөлімшесінде берілген орташа мәндерге арналған өрнектен шығатындарға қарағанда жоғары болады. Егер толтыру үлесі 67 % кем болса, осы бөлімшеде берілген формулаларды тексеру үшін қолданбаған жөн, бұл өздігінен тығыздалып қалатын бетон үшін жиі кездесетін жағдай.

А.4.2 [B.103(102)] Модельде гидроокшауланған бетонда туындайтын деформация және кебуге негізделген қосымша деформация ерекшеленеді. Сондықтан осы тармақта шөгуге арналған екі және жылжығыштыққа арналған екі өрнек беріледі. Деформацияның келесі құрамдастары уақытқа байланысты болады:

— өзіндік шөгу;

— кебу кезіндегі шөгу;

— негізгі жылжығыштық;

— кебу кезіндегі жылжығыштық.

Бұл түрлі физикалық механизмдермен реттелетін түрлі құбылыстар. Өзіндік шөгу гидратация процесімен байланысты, ал бұл ретте ылғалдықтың шөгуіне негізделген кебу кезіндегі шөгу конструкция орналасқан ортаға байланысты.

А.4.3 [B.103(103)] Микрокремнезем қосындысы бар бетон үшін берілген арнайы формулалар. Осы тармақта микрокремнезем қоспалары бар бетон болып цемент салмағынан 5 % кем емес мөлшерде микрокремнеземнен тұратын бетон саналады.

А.4.1 [В.103.1] Өзіндік шөгу

А.4.1.1 [В.103.1(101)] Өзіндік шөгу кинетикасы гидрация жылдамдығымен реттеледі. Сондықтан өзіндік шөгудің дамуы қатая жылдамдығына байланысты болады. Жас бетонның кемелденуі түрінде белгілі $f_{cm}(t)/f_{ck}$ қатынасы негізгі ауыспалы ретінде 28 күн аяқталғанға дейін қабылданады. 0,1 кем кемелдену кезінде шөгу өте аз болады. 28 күн өткеннен кейін өзіндік шөгудің дамуы тәуелді болатын негізгі ауыспалы уақыт болады.

Өзіндік шөгуді бағалауға арналған модель келесі түрге ие:

— $t < 28$ күн үшін:

$$\text{егер } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0; \quad (\text{A.13})$$

$$\text{егер } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{cm} - 20) \times \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \times 10^{-6}, \quad (\text{A.14})$$

мұнда ε_{ca} — бетонды қармау мен уақыт мезеті t арасындағы кезеңде орын алатын өзіндік шөгу. Егер беріктік $f_{cm}(t)$ белгісіз болса, онда оны EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1.2 (6) сәйкес анықтауға болады;

— $t \geq 28$ күн үшін:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \times [2,8 - 1,1 \exp(-t/96)] \times 10^{-6} \quad (\text{A.15})$$

Осылайша, осы модельге сәйкес бетонның 97% толық өзіндік шөгуі 3 ай ішінде орын алады.

А.4.2 [В.103.2] Кебу кезіндегі шөгу

А.4.2.1 [В.103.2(101)] А.4.2.1 бөліміндегі формулалар 80 % дейінгі салыстырмалы ылғалдықта қолданылады.

Кебу кезіндегі шөгу формуласы келесі түрге ие:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) \times [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \times (t - t_s) \times 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} \times h_0^2}, \quad (\text{A.16})$$

мұнда $K(f_{ck}) = 18$, егер $f_{ck} \leq 55$ МПа;

$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$, егер $f_{ck} > 55$ МПа;

$\beta_{cd} = 0,007$ — микрокремнезем қосылған бетон үшін;

$\beta_{cd} = 0,021$ — микрокремнезем қосылмаған бетон үшін.

А.4.3 [В.103.3] Жылжығыштық

А.4.3.1 [В.100.3(101)] А.4.3 бөліміндегі формулалар 80 % дейінгі салыстырмалы ылғалдықта қолданылады.

Кешігетін және кернеуге байланысты деформация $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, яғни негізгі жылжығыштық сомасы және кебу кезіндегі жылжығыштық келесі формула бойынша есептеле алады:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \times [\varphi_D(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)]. \quad (\text{A.17})$$

A.4.4 [B.103.4] Негізгі жылжығыштық

A.4.4 [B.103.4(101)] Микрокремнезем қосылған бетонға арналған негізгі жылжығыштықтың соңғы коэффициенті жүктеу кезіндегі беріктікке $f_{cm}(t_0)$ байланысты болатындығы бекітілген. Оның үстіне, жүктеу кезінде бетон қаншалықты "жас" болса, деформация да соғұрлым жылдам жүреді. Дегенмен бұл тенденция микрокремнезем қоспалары жоқ бетон үшін байқалмайды. Мұндай материал үшін жылжығыштық материалын 1,4 орташа мәнге ие тұрақты деп санауға болады. Осылайша, кинетикалық құрамдас $f_{cm}(t)/f_{ck}$ шамасымен өрнектелген кемелдену функциясы болады. Негізгі жылжығыштыққа арналған формула келесі түрге ие:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \times \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]}, \quad (\text{A.18})$$

мұнда

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{— микрокремнезем қоспалары бар бетон үшін;} \\ 1,4 & \text{— микрокремнезем қоспалары жоқ бетон үшін;} \end{cases} \quad (\text{A.19})$$

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp\left(2,8 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— микрокремнезем қоспалары бар бетон үшін;} \\ 0,4 \exp\left(3,1 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— микрокремнезем қоспалары жоқ бетон үшін.} \end{cases} \quad (\text{A.20})$$

A.4.5 [B.103.5] Кебу кезіндегі жылжығыштық

A.4.5.1 [B.103.5(101)] A.4.5 бөліміндегі формулалар 80 % дейінгі салыстырмалы ылғалдықта қолданылады.

Микрокремнезем қоспалары бар бетон үшін өте аз болып табылатын кебу кезіндегі жылжығыштық осы кезең ішінде орын алатын кебу кезіндегі шөгуге қатысты бағаланады. Кебу кезіндегі жылжығыштық коэффициентін келесі жеңілдетілген формула бойынша есептеуге болады:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)], \quad (\text{A.21})$$

мұнда $\varphi_{d0} = 1000$ — микрокремнезем қоспалары бар бетон үшін;

$\varphi_{d0} = 3200$ — микрокремнезем қоспалары жоқ бетон үшін.

A.5 [B.104] Эксперименттік сәйкестендіру тәртібі

A.5.1 [B.104(101)] Кешігетін деформацияны барынша дәл бағалау үшін эксперименттердегі өлшеулердің нәтижелері бойынша жылжығыштық пен шөгуді сипаттайтын модельдердің параметрлерін сәйкестендіру қажет болуы мүмкін. Ол үшін A.4 бөлімінің формулаларын түзететін коэффициенттерді эксперименттік анықтауға негізделген әдіс қолданыла алады.

A.5.2 [B.104(102)] Эксперименттік деректер өзіндік шөгу (жылжығыштық) жағдайларында, сондай-ақ кебу кезіндегі осындай құбылыс жағдайларында жылжығыштық пен шөгудің тиісті сынақтарының нәтижелері бойынша алына алады. Өлшеулер бақыланатын жағдайларда орындалуы және кемінде 6 ай ішінде тіркелуі тиіс.

A.5.1 [B.104.1] Өзіндік шөгу

A.5.1.1 [B.104.1(101)] Өзіндік шөгу моделін екі бөлікке бөлу қажет:

— $t < 28$ күн үшін:

$$\text{егер } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \times (f_{ck} - 20) \times \left(2,2 \times \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \times 10^{-6} \quad (\text{A.22})$$

β_{ca1} параметрін 28 күнге дейін өлшеулерді бастау кезеңіндегі модельдік бағалау мен эксперименттік нәтижелер арасындағы айырмашылықтар квадратының сомасын азайтатындай тәсілмен таңдау қажет;

— $t \geq 28$ күн үшін

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \times (f_{ck} - 20) \times [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t / \beta_{ca4})] \times 10^{-6} \quad (\text{A.23})$$

Қалған β_{ca2} , β_{ca3} және β_{ca4} параметрлері содан соң ұқсас тәсілмен таңдалады.

A.5.2 [B.104.2] Кебу кезіндегі шөгу

A.5.2.1 [B.104.2(101)] A.5.2 бөліміндегі формулалар 80 % дейінгі салыстырмалы ылғалдықта қолданылады.

Кебу кезіндегі шөгу формуласы келесі түрге ие:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \times \frac{K(f_{ck}) \times [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \times (t - t_s) \times 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} \times h_0^2}, \quad (\text{A.24})$$

β_{cd1} , β_{cd2} параметрлерін модельдік бағалау мен эксперименттік нәтижелер арасындағы айырмашылықтар квадратының сомасын азайтатындай тәсілмен таңдау қажет.

A.5.3 [B.104.3] Негізгі жылжығыштық

A.5.3.1 [B.104.3(101)] Екі параметрді анықтау талап етіледі: негізгі жылжығыштық формуласына қатысты глобальды, β_{cd1} :

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \times \left[\frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}} \right], \quad (\text{A.25})$$

және β_{bc} кіретін β_{bc2} :

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— микрокремнезем қоспалары бар бетон үшін;} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— микрокремнезем қоспалары жоқ бетон үшін.} \end{cases} \quad (\text{A.26})$$

Осы екі параметрді модельдік бағалау мен эксперименттік нәтижелер арасындағы айырмашылықтар квадратының сомасын азайту негізінде анықтау қажет.

A.5.4 [B.104.4] Кебу кезіндегі жылжығыштық

A.5.4.1 [B.104.4(101)] A.5.4 бөліміндегі формулалар 80 % дейінгі салыстырмалы ылғалдықта қолданылады.

Тек глобальды параметрді ғана сәйкестендіру талап етіледі φ_{d0} :

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{A.27})$$

Осы параметрді модельдік бағалау мен эксперименттік нәтижелер арасындағы айырмашылықтар квадратының сомасын азайту негізінде анықтау қажет.

A.6 [B.105] Ұзақ мерзімді кешігетін деформацияны бағалау

A.6.1 [B.105(101)] Жылжығыштық пен шөшуді сипаттайтын формулалар, сондай-ақ осы шамаларды анықтаудың эксперименттік әдістері шектелген уақыт аралығында жиналған деректерге негізделеді. Осындай нәтижелерді өте ұзақ кезеңдерге (мысалы, 100 жылға) экстраполяциялау экстраполяция үшін қолданылатын математикалық өрнектерге байланысты қосымша қателерге алып келеді.

A.6.2 [B.105(102)] Осы қосымшаның A.2, A.3 және A.4 бөлімшелерінде берілген формулалар ұзақ мерзімге экстраполяцияланған кешігетін деформацияның қанағаттанарлық орташа мәндерін алуды қамтамасыз етеді. Дегенмен егер кешігетін деформацияны қайта бағалау есебінен қауіпсіздікті жоғарылату талап етілсе және бұл жоба талаптары бойынша қажет болса, онда эксперименттік зерттеулердің формулалар немесе нәтижелері бойынша жорамалданған жылжығыштық пен шөгу шамаларын қор коэффициенттеріне көбейткен жөн.

A.6.3 [B.105(103)] Бетондағы шынайы бар ұзақ мерзімді кешігетін деформацияларға байланысты белгісіздікті (яғни, салыстырмалы түрде қысқа мерзімде жылжығыштық пен шөгуді өлшеу нәтижелері бойынша сәйкестендіру жолымен жасалған экстраполяцияның математикалық формулаларының дұрыстығына қатысты белгісіздікті) есепке алу үшін A.1 кестесіндегі қор коэффициенттерін γ_t қолдану қажет.

Бұл келесі математикалық өрнектерге сәйкес келеді:

$$\begin{aligned}
 t \leq 1 \text{ жыл} & \quad \gamma_{lt} = 1 \\
 t \geq 1 \text{ жыл} & \quad \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{ref}} \right), \text{ мұнда } t_{ref} = 1 \text{ жыл}
 \end{aligned}
 \tag{A.28}$$

Жасы 1 жылдан кем бетон үшін А.1, А.2 және А.4 бөлімшелерінің формулалары тікелей қолданыла алады, өйткені олар негізінде осы формулалар алынған эксперименттер ұзақтығына сәйкес келеді.

Жасы 1 жыл және одан да көп бетон үшін және әсіресе - деформацияның ұзақ мерзімді экстраполяциясы үшін (А.1) және (А.11) формулалар бойынша, сонымен қатар (А.16) және (А.18) формулалар бойынша алынған мәндерді (t уақыт үшін кешіккен деформация амплитудасы) γ_{lt} мәніне көбейту қажет.

А.1 [В.101] кесте — Кешіккен деформацияның ұзақ мерзімді экстраполяциясына арналған қор коэффициенттері (орынды жағдайлар үшін)

Кешіккен деформацияны t бағалауға арналған бетон жасы, ж.	γ_t
$t < 1$	1
$t = 5$	1,07
$t = 10$	1,1
$t = 50$	1,17
$t = 100$	1,20
$t = 300$	1,25

Б [КК] қосымшасы
(ақпараттық)

Уақытқа тәуелді бетон сипаттамалары

Б.1 [КК.1] Кіріспе

Б.1.1 Осы Қосымшада бетон қасиеттеріне негізделген уақыт бойынша дамитын құбылыстарды бағалаудың бірқатар әдістері қарастырылады.

Б.2 [КК.2] Жалпы ережелер

Б.2.1 [КК.2(101)] Бетонның уақытқа тәуелді қасиеттерінің конструктивті әсерлері, мысалы, деформацияның және/немесе ішкі күштің өзгерістері, ереже бойынша пайдалануға жарамдылық бойынша есептеулерде қарастырылуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Жекелеген жағдайларда (мысалы, екінші тәртіп әсерлерін есептеу басым болып табылатын конструкциялар немесе олардың элементтері үшін немесе күштерін тарату мүмкін емес конструкциялар үшін) уақытқа тәуелді әсерлерді көтергіштік қабілеті бойынша есептеулер кезінде есепке алуға болады.

Б.2.2 [КК.2(102)] Егер бетондағы сығатын кернеу псевдостатикалық жүктемелер әсері кезінде $0,45f_{ck}(t)$ кем болса, онда сызықтық құрылымдық есеп және ескірудің сызықтық серпімді моделі қолданыла алады. Бетонның уақытқа тәуелді сипаттамалары жылжығыштық коэффициентімен $\varphi(t, t_0)$ немесе жылжығыштық функциясымен $J(t, t_0)$ немесе релаксация функциясының $R(t, t_0)$ балама нұсқасы ретінде сипатталады. Айтарлықтай жоғары сығу кернеуі кезінде сызықтық емес жылжығыштық әсері есепке алынуы тиіс.

Б.2.3 [КК.2(103)] Қатты қысылған бетон конструкциялардың (арматураланған және алдын ала кернелген) деформациясы мен ішкі күштерін анықтау уақытты есепке ала отырып, олардың біркелкілігі туралы болжаммен орындалуы мүмкін; конструкцияның түрлі бөліктерінде бетон қасиеттерінің шектелген вариациялары бұл ретте есепке алынбауы мүмкін. Есептеу барысында құрылыстың түрлі кезеңдерінде және конструкцияны пайдалану кезінде қысылған күйдегі барлық нұсқаларын есепке алу қажет.

Б.2.4 [КК.2(104)] Есептеулердің түрлері және олардың әдеттегі қолданылуы Б.1 кестесінде көрсетілген.

Келесі жорамалдар жоғарыда сипатталған барлық әдістерге қатысты:

- жылжығыштық пен шөгуді бір-біріне тәуелсіз деп санайды;
- бетон қимасының барлық типтері үшін орташа жылжығыштық пен шөгу қасиеттері конструкцияның түрлі аймақтарындағы кез келген болмашы ерекшеліктерге қарамастан қабылданған;
- суперпозиция ұстанымы уақыт өткен сайын толық деформацияны есептеу үшін жарамды.

Кейбір әдістерді қысқаша толықтыру келесі бөлімдерде берілген.

Б.1 [КК.101] кестесі — Есептеулердің типтері

Есептеулердің типтері	Түсіндірмелері және әдеттегі қолданылуы
Жалпы және сатылап жоғарылайтын әдістер	Жалпы болып табылады және барлық конструкцияларға қолданылады. Олар қасиеттері ұзындығы бойынша өзгеретін конструкциялардағы (мысалы, консолда) құрылыстардың аралық сатыларында тексеру үшін аса пайдалы.
Сызықтық серпімділік теоремаларына негізделген әдістер	Қатты қысылған біркелкі конструкцияларға қолданылады.
Ескіру коэффициентінің әдісі	Әдіс күш пен кернеу уақыт өткен сайын өзгерген кезде пайдалы болады. Күрделі қималары бар көпірлерде қолданылады (құрастырылатын-тұтас құймалы конструкциялар)
Ескіру коэффициентінің жеңілдетілген әдісі	Тіреу талаптары өзгеретін конструкцияларда қолданылады (мысалы, «ойықтағы ойық» немесе бос консоль)

Б.3 [КК.3] Жалпы әдіс**Б.3.1 [КК.3(101)] Келесі рұқсаттар қабылданды:**

а) уақытты есепке ала отырып, бетон деформациясына арналған негізгі теңдік:

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \times \Delta(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s), \quad (\text{Б.1})$$

Осы теңдікте бірінші қосынды t_0 уақыт мезетіндегі кернеуден болған деформацияны білдіреді. Екінші қосынды осы кернеу салдарынан жылжығыштықты білдіреді. Үшінші қосынды t_i уақыт мезетінде орын алатын кернеуден болған лездік деформация мен жылжығыштық деформациясы сомасын білдіреді. Төртінші қосынды шөгуде деформациясын білдіреді;

б) арматура лездік жүктемемен өзін сызықтық жүргізеді деп болжанады. Егер кернелген арматурадағы кернеу $0,5f_{p\max}$ қарағанда жоғары болса, онда релаксация мен деформацияның өзгеруін есепке алу қажет;

в) арматура бетонмен сенімді ілініске ие;

г) сызықтық элементтер, бөлшектер деформациядан кейін өзінің жазықтығын сақтап қалады;

д) тепе-теңдік пен үйлесімділікті ұстап тұрады.

Б.3.2 [КК.3(102)] Әр қимадағы бетон жылжығыштығы оның кернеуіне байланысты болады. Есептеу тепе-теңдік пен үйлесімділікті ұстап тұруды қамтамасыз ететін тізбекті уақыт интервалдары үшін орындалады; бұл ретте уақыттың тиісті мезетіне қатысты материалдардың базалық қасиеттері қолданылады. Деформация бетон кернеуін алдыңғы уақыт интервалына өзгертуді қолдана отырып, тізбекті уақыт интервалдары үшін есептеледі.

Б.4 [КК.4] Үдемелі әдіс

Б.4.1 [КК.4(101)] Түсіретін кернеу σ құраған кезде t уақыт мезеті үшін жүктеудің барлық алғышарттарынан жылжығыштық деформациясы $\varepsilon_{cc}(t)$, жылжығыштықтың әлеуетті деформациясы $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (яғни, егер t уақыт мезетінде түсірілетін кернеуді тұрақты

түрде ұста тұрылған жағдайда $t = \infty$ уақыт үшін қол жеткізуге болатын жылжығыштық деформациясы) және жылжығыштық жылдамдығы теориялық шығарылады.

Б.4.2 [КК.4(102)] t уақыт мезетінде жылжығыштықтың әлеуетті деформациясын бағалауды суперпозиция ұстанымын қолданып есептеуге болады (белгілеулері (Б.1) формуласының сипаттамасында, сонымен қатар ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/2011 қосымшасында берілген):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \times \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{Б.2})$$

Б.4.3 [КК.4(103)] t уақыт мезеті үшін t_e уақыт мезетінде тұрақты жүктеме түсірген жағдайда жылжығыштықтың бірдей деформациясына және жылжығыштықтың әлеуетті деформациясына қол жеткізілетін t_e балама уақытын есептеуге болады. t_e уақыт келесі теңдікпен есептеледі

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \times \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{Б.3})$$

Осылайша t мезетіндегі жылжығыштық жылдамдығын балама уақытқа сәйкес келетін жылжығыштық қисық сызығын қолданып есептеуге болады:

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = d\varepsilon_{\infty cc}(t) \times \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial d} \quad (\text{Б.4})$$

Б.4.4 [КК.4(104)] Егер $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$ болса, жүктемені алған кездегі жылжығыштық жағдайындағыдай, t_e уақыт осы кезеңде түсірілетін жүктеме белгісін ауыстыруды есепке ала отырып анықталады:

$$\varepsilon_{ccMax} - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \times \beta_c(t, t_e), \quad (\text{Б.5})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{\infty Max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t))}{dt} = \varepsilon_{\infty Max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t) \times \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial d}, \quad (\text{Б.6})$$

мұнда $\varepsilon_{\infty Max}(t)$ — t уақыт мезетінде қол жеткізілген жылжығыштық деформациясының соңғы максималды мәні.

Б.5 [КК.5] Сызықтық серпімділік теориясын қолдану

Б.5.1 [КК.5(101)] Қатты қысылған конструкцияларда кернеу мен деформацияны серпімділік модулін тұрақты деп болжап, пластикалық есептеу әдістерімен бағалауға болады.

Б.5.2 [КК.5(102)] Бетонның уақытқа тәуелді қасиеттері жылжығыштық функциясымен $J(t, t_0)$ және релаксация функциясымен $R(t, t_0)$ толығымен сипатталады, мұнда

$J(t, t_0)$ жекелеген кернеуден туындаған деформацияға тәуелді жалпы кернеуді білдіреді, яғни t уақыт мезетіндегі деформация реакциясы t_0 уақыт мезетіндегі кернеудің тұрақты және төзімді бірліктерінің нәтижесі болып табылады;

$R(t, t_0)$ t_0 уақыт мезетінің деформациясынан туындаған кернеудің тұрақты және төзімді бірлігіне байланысты болатын t уақыт мезетіндегі нәтижелі кернеу реакциясын білдіреді.

Б.5.3 [КК.5(103)] Жүктеменің тікелей әсерлері кезінде серпімді кернеу жылжығыштық әсерімен өзгермейді. t уақыт мезетіндегі $D(t)$ деформация $J(t, \tau) \cdot E_c$

жылжығыштық коэффициентіне көбейтілген серпімді деформацияның үдеуін интегралдау жолымен есептелуі мүмкін:

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{Б.7})$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) \times dD_{el}(\tau) \quad (\text{Б.8})$$

Б.5.4 [КК.5(104)] Тікелей емес әсер кезінде (салынатын деформациялар) серпімді деформациялар жылжығыштық әсерімен өзгермейді. t уақыт мезетіндегі кернеулер $R(t, \tau)/E_c$ релаксация коэффициентіне көбейтілген серпімді деформацияның үдеуін интегралдау жолымен алынуы мүмкін

$$D(t) = D_{el}(t) \quad (\text{Б.9})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c} \int_0^t R(t, \tau) \times dS_{el}(\tau) \quad (\text{Б.10})$$

Б.5.5 [КК.5(105)] Бастапқы статистикалық тәсім $t_1 \geq t_0$ уақыт мезетінде (мұнда t_0 — жүктеме түсіру мезетіндегі конструкция жасы) қосымша шектеу енгізу жолымен соңғы тәсімге түрленетін тұрақты жүктеме әсер ететін конструкцияларда $t > t_1$ кезінде жүктемені тарату ақырындап өзгереді және соңғы статистикалық тәсімдегі жүктемеге сәйкес келетін таратуға жақындайды:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \times \Delta S_{el,1}, \quad (\text{Б.11})$$

мұнда $S_2(t)$ — шектеулерді өзгертілген конструкцияда $t > t_1$ үшін кернеуді тарату;

$S_{el,1}$ — бастапқы статистикалық тәсімде серпімді кернеуді тарату;

$\Delta S_{el,1}$ — соңғы статистикалық тәсімде жүктеме түсіруге байланысты серпімді шешімді сәйкес келуді қамтамасыз ету үшін $S_{el,1}$ шешімінің серпімді моделі үшін алынған түзету;

$\xi(t, t_0, t_1)$ — қайта тарату функциясы:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t_1, \tau) \times dJ(\tau, t_0), \quad (\text{Б.12})$$

мұнда $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)}. \quad (\text{Б.13})$$

Б.5.6 [КК.5(106)] Егер бастапқы тәсімнен соңғы статистикалық тәсімге ауысу бірнеше өзгертілген түрлі шектеулер жолымен орындалады, бұл ретте бұл өзгерістер $t_i \geq t_0$ түрлі уақыт мезеттерінде жүргізілетіндіктен, жылжығыштықтан, t_j уақыт мезетіндегі қосымша шектеулердің тобының әсерімен кернеу өзгерісінен туындаған кернеу $t_i < t_j$ уақыт мезетінде түсірілген алдыңғы қосымша шектеулерге емес, t_j уақыт мезетіндегі Δn_j шектеулерге ғана тәуелді:

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \times \Delta S_{el,1}, \quad (\text{Б.14})$$

Б.6 [КК.6] Ескіру коэффициентінің әдісі

Б.6.1 [КК.6(101)] Ескіру коэффициентінің әдісі бетонның уақытқа тәуелді қасиеттерінен және алдын ала кернелген арматурадан туындайтын шексіз уақыттағы кернеу, деформация, күш және тиісті жылжулар өзгерісін есептеуге мүмкіндік береді, бұл ретте ол үшін дискретті уақытқа байланысты есептеу орындалмайды. Жекелегенде, жылжығыштықтан, шөгуден және релаксациядан туындаған осьтік деформацияның және қисықтықтың өзгерісі қимасы деңгейінде салыстырмалы түрде тез анықталуы мүмкін.

Б.6.2 [КК.6(102)] Уақыт өткен сайын бетондағы кернеу өзгерістерінен туындайтын деформация бетонның аралық жасында салынған және ұстап тұратын кернеуді жоғарылату нәтижесінде туындауы мүмкін деформация ретінде қарастырыла алады:

$$\int_{\tau=t_0}^t \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, \tau)\varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (\text{Б.15})$$

мұнда χ — ескіру коэффициенті. χ мәндерін қадамдап есептеу жолымен кез келген тағайындалған уақыт үшін анықтауға болады; $t = \infty$ үшін оны 0,80 тең етіп қабылдауға болады.

Ауыспалы деформация кезіндегі релаксация 0,80 төмендету коэффициентіне көбейтілген тұрақты ұзындық кезіндегі релаксация ретінде жеңілдетілген әдісімен шексіз уақыт үшін есептелуі мүмкін.

Б.7 [КК.7] Жеңілдетілген формулалар

Б.7.1 [КК.7(101)] Тіректері өзгертілген конструкциялар үшін ("ойықтағы ойық" конструкциясы, теңестіріліп құрастырылған, тірек түйіндері жылжытылған және т.б.) t_∞ уақытына арналған күш жеңілдетілген әдіспен есептелуі мүмкін. Мұндай жағдайларда бірінші жақындауда t_∞ уақыт үшін ішкі күштерді таратуды келесі формуламен қабылдауға болады:

$$S_\infty = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_1)} \right] \quad (\text{Б.16})$$

мұнда S_0 — құрылыс процесін аяқтау мезетіндегі ішкі күш;

S_1 — конструкция қалыпқа тұрғызылған жағдайдағы ішкі күш;

t_0 — жүктеме түсіру кезіндегі бетон жасы;

t_1 — тірек күйін өзгерту кезіндегі бетон жасы.

В [ММ] ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)

Жылжу және көлденең майысу

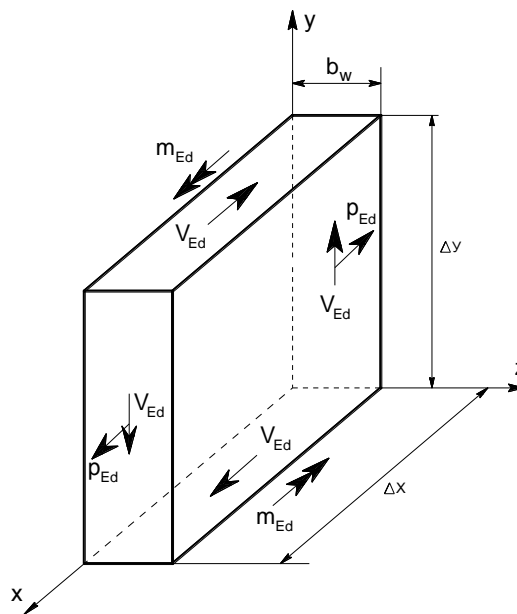
В.1 [ММ(101)] Қорапты блоктардың қабырғаларында бойлық жылжу мен көлденең майысу арасындағы өзара байланысты көп қабатты модель көмегімен есептеуге болады (ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 LL қосымшасы). Ол үшін жалпы модельге келесі жеңілдіктерді енгізуге болады (В.1 суреті):

— ұзындық бірлігіне бойлық ығысу Δx қимасы бойындағы тұрақты мәнге ие ретінде қарастырылады: $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$;

— ұзындық бірлігіне көлденең майыстыру мезеті Δy қимасы бойындағы тұрақты мәнге ие ретінде қарастырылады: $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$;

— бойлық күш Δy қимасында тұрақты деп болжанады: $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$;

— тиісті майыстыру мезетінің өзгерісінен туындаған қабырғадағы бойлық ығысу Δy қимасы шегінде есепке алынбайды.



В.1 суреті — Қабырға элементтерінің ішкі әсерлері

Жоғарыда аталған жол берулер негізінде көп қабатты модель келесі кернеулер әсер ететін тек екі плитадан ғана тұрады (В.2 суреті):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \times \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_1} \quad (\text{B.1})$$

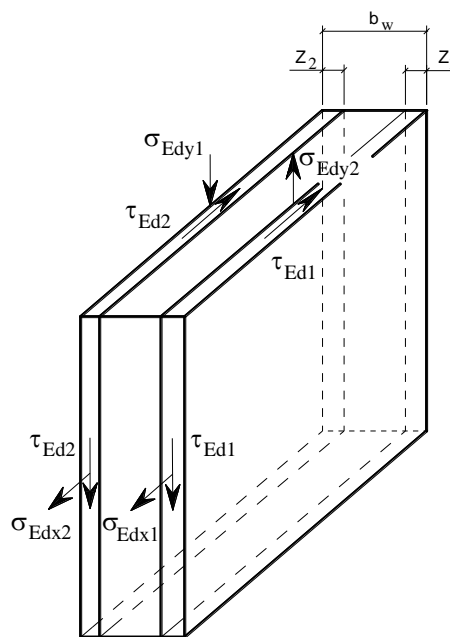
$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \times \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_2} \quad (\text{B.2})$$

$$\sigma_{E_{dy1}} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \times z_1} \quad (B.3)$$

$$\sigma_{E_{dy2}} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \times z_2} \quad (B.4)$$

$$\sigma_{E_{dx1}} = p_d \times \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_1} \quad (B.5)$$

$$\sigma_{E_{dx2}} = p_d \times \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_2} \quad (B.6)$$



В.2 суреті — Түрлендірілген көп қабатты модель

Екі плитаны есептеу z_1 және z_2 қалыңдықтарын оңтайландыру мақсатында итерациялық тәсіл негізінде жүзеге асырылады; ол үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 F қосымшасында берілген әдістеме қолданылады. Екі плитаға арналған θ_{el} және θ бұрыштарының мәні түрлі болжануы мүмкін, дегенмен әр плита үшін бұл бұрыштар тұрақты болуы тиіс. Егер осы екі плитадағы арматура эксцентриситетте орналасса, онда (LL.149) және (LL.150) формулалар қолданылуы тиіс (ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011).

Егер есептік бойлық күш созылу күші болса, ол қабырғаны бойлай таратылған арматура қабылдатын ретінде немесе созылған және сығылған белдікте таратылған басқа нұсқа ретінде қарастырылуы мүмкін (жартысы - созылғанда, жартысы - сығылғанда).

Егер бойлық күш болмаса, онда жеңілдетілген тәсіл ретінде ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 6.2.4 ережелері қолданылуы мүмкін, дегенмен көлденең арматураға (кимада жұмыс жасайтын) майысуға жұмыс жасайтын арматураны қосу қажет.

Г [QQ] ҚОСЫМШАСЫ (Ақпараттық)

Арқалық қабырғаларының сызатқа төзімділігі бойынша есептер

Бүгінгі таңда қабырғалардағы ығысқан сызаттарды жорамалдау модельдерді тұрғызудағы елеулі тұрақсыздыққа ұласады.

Егер ығысқан сызаттарға, әсіресе алдын ала кернелген элементтер үшін бақылау қажет деп саналса, онда сызаттың түзілуін бақылау үшін қажетті арматуралау сипаттамалары келесі тәсілмен анықталады.

1. Бағытқа тәуелді қабырғалар ішіндегі бетонның созылуға төзімділігі f_{ctb} келесі формула бойынша анықталады

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \times \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) \times f_{ctk;0,05}, \quad (\text{Г.1})$$

мұнда f_{ctb} — екі осьті кернеулі күйде сызат пайда болғанға дейін бетонның созылуға төзімділігі;

σ_3 — оң мән ретінде алынған максималды негізгі сығу кернеуі, $\sigma_3 \leq f_{ck}$

2. Қабырғадағы σ_1 максималды негізгі созатын кернеу (Г.1) формуласы бойынша алынған беріктіктің тиісті шамасымен f_{ctb} салыстырылады.

Егер $\sigma_1 < f_{ctb}$ болса, онда бойлық бағытта 9.2.2-тармаққа сәйкес минималды арматуралау қарастырылуы тиіс.

Егер $\sigma_1 \geq f_{ctb}$ болса, онда сызат енін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 7.3.3-тармағына сәйкес бақылау немесе негізгі кернеу мен арматура бағыттары арасындағы бұрышты есепке ала отырып, 9.2.3 және 9.2.1-тармақтарға сәйкес есептеу мен тексеруді орындау қажет.

БИБЛИОГРАФИЯ

[1] Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design. A.W.Beeby and R.S.Narayanan. Thomas Telford. Published 2005.

[2] Designers' Guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges. C.R.Hendy and D.A.Smith. Thomas Telford. Published 2007.

ӘОЖ 624.21.012

СХЖ 93.040

Түйінді сөздер: арматура, бетон, темірбетон, бетон класы, арматура класы, конструкция, іргетас, тіреу, арқалық, көлденең қима, шектен тыс кернелген арқалық, беріктік, алдын ала кернеу, қаттылық, иілгіштік, тұрақтылық, сызатқа төзімділік, созу күші, есептік ұзындық, ауырлық орталығы, майыстыру мезеті, көлденең күш, көтергіштік қабілеті, шекті күйі, сенімділігі.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	VI
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	2
4 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	7
4.1 Условные обозначения	7
4.2 Единицы измерения	12
5 МАТЕРИАЛЫ	12
5.1 Бетон	12
5.1.1 Требования к бетону	12
5.1.2 Прочность	13
5.1.3 Упругие деформации	16
5.1.4 Ползучесть и усадка	17
5.1.5 Зависимость «напряжение - относительная деформация» для нелинейного статического расчета конструкций	27
5.1.6 Расчетные значения прочности бетона на сжатие и растяжение	27
5.1.7 Зависимость «напряжение - относительная деформация» для расчета сечений	28
5.1.8 Бетон при многоосном сжатии	31
5.2 Арматурная сталь	33
5.2.1 Требования к арматуре	33
5.2.2 Характеристики пластичности (деформативности)	33
5.2.3 Расчетные предпосылки	34
5.3 Предварительно напряженная сталь	35
5.3.1 Свойства	35
5.3.2 Прочность	37
5.3.3 Расчетные предпосылки	38
6 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ ДЛЯ АРМАТУРЫ	39
6.1 Условия окружающей среды	39
6.2 Защитный слой бетона	42
6.2.1 Общие положения	42
6.2.2 Минимальная толщина защитного слоя c_{min}	43
6.2.3 Допустимые отклонения при проектировании	46
7 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ	49
7.1 Общие требования к расчетам	49
7.2 Геометрические параметры	50
7.2.1 Эффективная ширина полок (все предельные состояния)	50
7.3 Расчет эффектов второго порядка при осевой нагрузке	53
7.3.1 Определения	53
7.3.2 Упрощенные критерии для эффектов второго порядка	54
7.3.2.1 Критерий гибкости для отдельных элементов	54

7.3.2.2 Гибкость и расчетная длина для отдельных элементов	56
7.3.3 Ползучесть	58
7.3.4 Методы расчета	64
7.3.4.1 Метод, основанный на номинальной жесткости	65
7.3.4.2 Метод, основанный на номинальной кривизне	67
7.4 Предварительно напряженные элементы и конструкции	70
7.4.1 Усилие предварительного напряжения.....	70
7.4.2 Прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения при натяжении до бетонирования конструкции	72
7.4.3 Прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения при натяжении на бетон	76
7.4.3.1 Потери от мгновенных деформаций бетона	76
7.4.3.2 Потери от трения	76
7.4.3.3 Потери от проскальзывания в анкерном устройстве	77
7.4.4 Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при натяжении на упоры и натяжении на бетон	77
7.4.5 Учет предварительного напряжения в расчете	85
8 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS).....	87
8.1 Изгиб с осевой или без осевой продольной силы	87
8.2 Поперечная сила.....	100
8.2.1 Элементы, не требующие поперечную арматуру по расчету	100
8.2.2 Элементы, требующие по расчету поперечную арматуру	104
8.3 Кручение.....	110
8.3.1 Расчетная процедура.....	110
8.4 Продавливание	116
8.4.1 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн без поперечной арматуры.....	116
8.5 Усталость.....	123
8.5.1 Общие требования	123
8.5.2 Внутренние силы и напряжения при проверке на усталость	123
8.5.3 Метод проверки для арматурной и предварительно напряженной стали	124
8.5.4 Проверка с использованием эквивалентного уровня напряжений	126
8.5.5 Проверка бетона при сжатии или поперечной нагрузке	126
8.5.6 Мембранные элементы.....	129
9 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS).....	130
9.1 Ограничение напряжений.....	130
9.2 Контроль трещин.....	132
9.2.1 Общие положения	132
9.2.2 Минимальная площадь арматуры	134
9.2.3 Расчет ширины раскрытия трещин	137
10 АНКЕРОВКА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ.....	140
10.1 Предельное напряжение сцепления.....	140

10.2 Базовая длина анкеровки	140
10.3 Расчетная длина анкеровки.....	142
10.4 Соединения внахлестку и механические соединения	144
10.4.1 Общие положения	144
10.4.2 Длина нахлеста	144
10.4.3 Поперечное армирование в зоне нахлеста	145
10.4.4 Зона анкеровки при натяжении на бетон	148
11 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА	149
11.1 Промежуточные опоры	149
11.2 Фундаменты	149
11.2.1 Фундаменты под стойки и стены.....	149
11.2.1.1 Анкеровка стержней	149
ПРИЛОЖЕНИЕ А [В] (информационное)	
Относительные деформации ползучести и усадки	152
ПРИЛОЖЕНИЕ Б [КК] (информационное)	
Зависимые от времени характеристики бетона	161
ПРИЛОЖЕНИЕ В [ММ] (информационное)	
Сдвиг и поперечный изгиб	166
ПРИЛОЖЕНИЕ Г [QQ] (информационное)	
Расчет по трещиностойкости стенок балок	168
БИБЛИОГРАФИЯ.....	169

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое Пособие подготовлено республиканским государственным предприятием «Казахский научно-исследовательский и проектный институт сейсмостойкого строительства и архитектуры» (РГП «КазНИИССА») с целью совершенствования нормативной базы проектирования железобетонных конструкций мостовых сооружений в Республике Казахстан и гармонизации ее с европейскими нормативными документами.

В нормативно-техническом Пособии приведены: требования СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» и СН РК EN 1992-2:2005/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета», относящиеся к проектированию автодорожных, пешеходных и железнодорожных мостов; положения, детализирующие и развивающие эти требования; рекомендации и примеры применения положений СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СН РК EN 1992-2:2005/2011.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия изучен ряд европейских стандартов, а также ряд аналогичных пособий европейских стран, подготовленных в рамках работ по внедрению системы норм Еврокод в странах Европейского Союза, содержащих результаты пробного проектирования различных мостовых конструкций.

Номера таблиц и пунктов СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СН РК EN 1992-2:2005/2011, текст которых идентичен пунктам, приведенным в нормативно-техническом Пособии, указаны в квадратных скобках рядом с таблицами и пунктами настоящего Пособия.

Номера таблиц и пунктов других документов СН РК EN, на которые сделаны ссылки в нормативно-техническом Пособии, указаны в тексте соответствующих пунктов настоящего Пособия.

Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной документации, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее Пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ. ЧАСТЬ. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ**

DESIGN OF BRIDGES. PART. REINFORCED CONCRETE BRIDGES

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящее нормативно - техническое Пособие (далее – как правило, Пособие или НТП) распространяется на проектирование железобетонных конструкций автодорожных, пешеходных и железнодорожных мостов, изготовленных из нормальных бетонов классов по прочности на сжатие от $C_{min}=C30/37$ до $C_{max}=C70/85$, эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан, и устанавливает принципы и требования безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструкций.

Пособие охватывает основные положения СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» с учетом Национального Приложения Республики Казахстан, СН РК EN 1992-2:2005/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета» с учетом Национального Приложения Республики Казахстан и ориентировано на применение при проектировании железобетонных конструкций мостовых сооружений.

Приведенные в Пособии примеры расчета охватывают основные правила проектирования и служат иллюстрацией применения отдельных пунктов и разделов строительных норм СН РК EN1992-2:2005/2011.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического Пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

СН РК EN 1991-1-5:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия.

СН РК EN 1991-1-6:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ

СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия.

СН РК EN 1991-2:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты.

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1992-2:2005/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

СТ РК EN 10080-2011 Арматура для железобетонных конструкций. Сварная арматура.

pr EN 101381-1 Prestressing steels. Part 1. General requirements (Сталь для предварительно напряженных элементов. Часть 1. Общие требования.

СТ РК 2102-2-2011 Напрягаемая арматура. Часть 2. Проволока.

СТ РК EN 10138-3-2011 Напрягаемая арматура. Часть 3. Канаты.

СТ РК EN 10138-4-2011 Напрягаемая арматура. Часть 4. Стержни.

СТ РК EN ISO 15630-1-2011 Сталь для предварительного напряжения бетона. Методы испытаний. Часть 1. Арматурные стержни, канаты и проволока.

СТ РК EN 12390-1:2000/2011 Испытания затвердевшего бетона.

«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 пособии применены следующие термины с соответствующими определениями согласно СН РК EN 1990, СН РК EN 1991, СН РК EN 1992-1-1, СН РК 1992-2.

Арматура — линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий.

Арматура напрягаемая — арматура, подвергаемая предварительному натяжению перед, либо в процессе передачи усилия обжатия на бетон; в качестве напрягаемой арматуры применяют стержни, проволоку, канаты из высокопрочной стали.

Арматура конструктивная — арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

Арматура рабочая — арматура, назначаемая по расчету.

Внешние напрягающие элементы — напрягающие элементы, расположенные вне бетонного сечения и не имеющие сцепления с бетоном, внешние напрягающие элементы связаны с конструкцией только посредством анкеров и огибающих приспособлений.

Затвердевший бетон — бетон, находящийся в схватившемся состоянии и набравший определенную прочность.

Каркас арматурный — объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней; способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры по прочности на растяжение — показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой St и числом, соответствующим характеристическому сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм²) (например, St500).

Класс бетона по прочности — количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой C и числами, выражающими характеристические значения сопротивления и гарантированной изготовителем прочности в Н/мм² (МПа), например, C30/37 (перед чертой — значение характеристической цилиндрической прочности бетона f_{ck} , Н/мм², после черты — характеристическая гарантированная кубиковая прочность бетона $f_{ck,cube}$, Н/мм²).

Конструкции бетонные — конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

Конструкции железобетонные — конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

Конструкции железобетонные с предварительным напряжением арматуры — конструкции, в которых начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе их изготовления и эксплуатации; предварительное напряжение создается двумя основными способами: натяжением арматуры на упоры формы или стенда до бетонирования конструкции и натяжением арматуры на затвердевший бетон.

Конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на упоры (англ. pre-tensioned — пред-натяжение) — конструкции, в которых натяжение напрягаемых элементов на упоры формы или стенда выполняют до бетонирования конструкции, а усилие предварительного обжатия передают на затвердевший бетон,

имеющий требуемую передаточную прочность, главным образом, посредством сил сцепления напрягаемых элементов с бетоном конструкции; при пред-натяжении в качестве напрягаемых элементов применяются высокопрочная стержневая арматура и проволока, высокопрочная проволока в виде пакетов и арматурные канаты.

Конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на бетон (англ. post-tensioned - пост-натяжение) — конструкции, в которых натяжение напрягаемых элементов выполняют непосредственно на затвердевший бетон заданной прочности, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию при помощи механического закрепления напрягаемых элементов с возможным последующим или без инъецирования каналов раствором или другими материалами; при пост-натяжении в качестве напрягаемых элементов применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s — коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем f_{yk} (f_{pk}), а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c — коэффициент, учитывающий возможность отклонения характеристических прочностей бетона f_{ck} , f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Марка бетона по водонепроницаемости отвечает гарантированному значению давления воды, выдерживаемому бетоном без ее просачивания; обозначается буквой W и числом, соответствующим давлению, в атмосферах (например, W8) и устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов.

Марка бетона по морозостойкости — установленное стандартами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по базовым методам, при которых сохраняются первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах; обозначается буквой F и числом, выражающим количество циклов (например, F100).

Модель расчетная — идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

Надежность — способность несущей конструкции или элемента конструкции соответствовать установленным требованиям в течение проектного срока эксплуатации; надежность выражается, как правило, вероятностными величинами и распространяется на запас несущей способности, эксплуатационную пригодность и долговечность несущей конструкции.

Несущая способность — механический показатель строительного элемента или сечения элемента по отношению к формам отказа, например, сопротивление изгибу, сопротивление продольному изгибу, сдвигу, сопротивление растяжению.

Предельные состояния — состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

Предельные состояния несущей способности (ULS) — состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции, соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

Предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS) — состояния, при превышении которых не выполняются установленные условия эксплуатационной пригодности несущей конструкции или ее элемента.

Необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности — предельные состояния, которые продолжительное время остаются превышенными после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

Обратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности — предельные состояния, которые не превышаются после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

Прочность — механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

Прочность бетона на осевое сжатие f_c — максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

Прочность бетона на осевое сжатие, характеристическая f_{ck} — характеристическая цилиндрическая прочность бетона, определяемая при осевом сжатии цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300 мм в возрасте 28 суток с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95.

Прочность бетона на осевое сжатие, гарантированная $f_{ck,cube}$ — характеристическая кубиковая прочность бетона, определяемая при осевом сжатии кубов размером 150×150×150 мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

Сетка арматурная — плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

Соппротивление арматуры характеристическое f_{yk} ($f_{0,1k}$) — гарантируемое производителем значение физического или условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Соппротивление арматуры расчетное f_{yd} — прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характеристического сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s .

Соппротивление бетона осевому растяжению характеристическое f_{ctk} ($f_{ctk,0,05}$) — 5% квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Соппротивление бетона осевому сжатию среднее f_{cm} — средняя прочность бетона, определяемая без учета статистической изменчивости свойств бетона.

Соппротивление бетона расчетное (сжатию - f_{cd} ; растяжению - f_{ctd}) — сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по предельным состояниям несущей способности и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Характеристическое значение воздействия F_k — определяющее характерное значение воздействия; поскольку характеристическое значение может быть установлено статистически, то его применяют с заданной вероятностью, при которой в течение «исходного периода времени» не произойдет превышение данного значения, при этом учитываются проектный срок эксплуатации несущей конструкции и продолжительность расчетной ситуации.

Специальные термины, связанные с эксплуатацией несущих конструкций

Расчетный срок эксплуатации — время, в течение которого несущая конструкция эксплуатируется с сохранением ее функционального назначения, с учетом предусмотренных мер по ее поддержанию, но без капитального ремонта.

Техническое обслуживание — совокупность мероприятий, которые проводятся в течение проектного срока эксплуатации несущей конструкции для поддержания ее функциональности; мероприятия по ремонту несущей конструкции после чрезвычайных воздействий или землетрясения не являются содержанием в исправности.

Эксплуатация нормальная — эксплуатация, осуществляемая без ограничений в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование.

Специальные термины, связанные с расчетом и воздействиями на несущие конструкции

Расчетные ситуации — ряд условий, принимаемых в качестве замены действительных условий эксплуатации в течение определенного отрезка времени и устанавливающих, что при проектировании несущей конструкции ее показатели не превысят предельных состояний.

Постоянная расчетная ситуация — ситуация, являющаяся определяющей в течение всего срока эксплуатации несущей конструкции, относится к обычным условиям эксплуатации.

Переходная расчетная ситуация — ситуация, являющаяся определяющей в течение отрезка времени, существенно меньшего продолжительности эксплуатации несущей конструкции, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

Аварийная расчетная ситуация — ситуация, которая включает в себя чрезвычайные для несущей конструкции условия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

Расчетная ситуация при сейсмических воздействиях — ситуация для несущей конструкции, возникающая в условиях сейсмического воздействия.

Комбинационное значение переменного воздействия ($\psi_0 Q_k$) — значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия; комбинационное значение представляет собой часть

характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_0 \leq 1$.

Частое значение переменного воздействия ($\psi_1 Q_k$) — значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, чтобы либо суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являясь малой частью референтного периода, либо частота этих превышений ограничивалась заданным значением; частое значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_1 \leq 1$.

Квазипостоянное значение переменного воздействия ($\psi_2 Q_k$) — значение переменного воздействия, определенное с учетом того, что суммарный промежуток времени, в течение которого оно будет превышено, составляет большую часть референтного периода времени. Квазипостоянное значение - часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_2 \leq 1$.

Значение сопутствующего переменного воздействия (ψQ_k) — значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующие воздействия в комбинации воздействий. Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение.

Репрезентативное значение воздействия (F_{rep}) — значение, применяемое при расчете по предельным состояниям; в качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

Расчетное значение воздействия (F_d) — значение воздействия, полученное умножением характеристического значения на частный коэффициент $\gamma_F F_k$.

4 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1 Условные обозначения

В настоящем пособии применяются следующие условные обозначения.

ПРИМЕЧАНИЕ Используемая система условных обозначений основана на СН РК EN 1990. Насколько это возможно, используются символы, имеющие единственное значение. Однако в некоторых случаях символ может иметь несколько значений, в зависимости от контекста.

Прописные буквы латинского алфавита

A — аварийное (случайное) воздействие;

A — площадь поперечного сечения;

A_c — площадь поперечного сечения бетона;

A_{ct} — площадь бетона в зоне растяжения;

A_p — площадь сечения одного или нескольких преднапряженных стержней;

A_s — площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

$A_{s,min}$ — минимальная площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры;
 D — диаметр оправки;
 D_{Ed} — коэффициент усталостного повреждения;
 E — результат воздействия;
 $E_c, E_{c(28)}$ — касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c=0$ в возрасте 28 суток;
 $E_{c,eff}$ — эффективный модуль упругости бетона;
 E_{cd} — расчетное значение модуля упругости бетона;
 E_{cm} — секущий модуль упругости бетона;
 $E_c(t)$ — касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c=0$ в возрасте t суток;
 E_p — расчетное значение модуля упругости предварительно напряженной арматуры;
 E_s — расчетное значение модуля упругости ненапрягаемой арматуры;
 EI — жесткость при изгибе;
 EQU — статическое равновесие;
 F — воздействие;
 F_d — расчетное значение воздействия;
 F_k — характеристическое значение воздействия;
 G_k — характеристическое значение постоянного воздействия;
 I — момент инерции поперечного сечения бетона;
 J — функция ползучести;
 K_c — коэффициент трещиностойкости и ползучести;
 K_s — коэффициент армирования;
 L — длина;
 M — изгибающий момент;
 M_{Ed} — расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
 M_{rep} — момент трещинообразования;
 N — продольная сила или количество циклических нагрузок при усталости;
 N_{Ed} — расчетное значение продольной силы (растяжение или сжатие);
 P — усилие предварительного напряжения;
 P_0 — начальное усилие предварительного напряжения на конце арматурного элемента непосредственно после напряжения;
 Q_k — характеристическое значение переменного воздействия;
 Q_{fat} — характеристическое значение переменного воздействия при расчете на выносливость;
 R — сопротивление или функция релаксации;
 S — внутренние усилия и моменты;
 S — статический момент;
 SLS — предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации;
 T — крутящий момент;
 T_{Ed} — расчетный крутящий момент;
 ULS — предельное состояние по несущей способности;
 V — поперечная сила;

V_{Ed} — расчетное значение поперечной силы;

X — рекомендуемый предел процента армирования предварительно напряженных арматурных элементов в сечении.

Строчные буквы латинского алфавита

a — расстояние;

a — геометрические данные;

Δa — отклонение геометрических параметров;

b — общая ширина поперечного сечения или ширина полки Т или L-образной балки;

b_w — ширина ребра тавровой, двутавровой или L-образной балки;

c_{min} — минимальный защитный слой;

d — диаметр, глубина;

d — эффективная высота поперечного сечения;

d_g — максимальный размер крупного заполнителя;

e — эксцентриситет;

f — частота;

f_c — предел прочности бетона при осевом сжатии;

f_{cd} — расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;

f_{ck} — характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток;

f_{cm} — среднее значение прочности бетонного цилиндра на сжатие;

f_{ctb} — расчетное значение предела прочности бетона при осевом растяжении;

f_{ctk} — характеристический предел прочности бетона при осевом растяжении;

f_{ctm} — среднее значение прочности бетона при осевом растяжении;

f_{ctx} — предел прочности бетона при растяжении, используемый для расчета момента трещинообразования;

f_p — предел прочности предварительно напряженной арматуры при растяжении;

f_{pk} — характеристический предел прочности предварительно напряженной арматуры при растяжении;

$f_{p0,1}$ — 0,1 %-ный условный предел текучести предварительно напряженной арматуры;

$f_{p0,1k}$ — характеристический 0,1 %-ный условный предел текучести предварительно напряженной арматуры;

$f_{0,2k}$ — характеристический 0,2 %-ный условный предел текучести арматуры;

f_t — предел прочности арматуры на растяжение;

f_{tk} — характеристический предел прочности арматуры на растяжение;

f_y — предел текучести арматуры;

f_{yd} — расчетный предел текучести арматуры;

f_{yk} — характеристический предел текучести арматуры;

f_{ywd} — расчетный предел текучести поперечной арматуры;

h — высота;

h — полная высота сечения;

i — радиус инерции;
 k — коэффициент, фактор;
 l — длина, пролет или высота;
 m — масса, плитные элементы;
 n — пластинчатые элементы;
 q_{ud} — максимальное значение комбинации, достигнутое в нелинейном анализе;
 r — радиус или корректирующий коэффициент для предварительного напряжения;
 $1/r$ — кривизна;
 s — расстояние между трещинами;
 t — толщина;
 t — время;
 t_0 — возраст бетона на момент нагружения;
 u — периметр сечения бетонной конструкции площадью A_c ;
 u — составляющая смещения точки;
 v — составляющая смещения точки или поперечная сила;
 w — составляющая смещения точки или ширина раскрытия трещины;
 x — высота нейтральной оси;
 x, y, z — координаты;
 x_u — высота нейтральной оси в предельном состоянии по несущей способности после перераспределения;
 z — плечо рычага внутренних сил.

Прописные буквы греческого алфавита

Φ — динамический коэффициент (согласно СН РК EN 1991-2).

Строчные буквы греческого алфавита

α — угол, отношение, коэффициент долгосрочного действия или отношение главных напряжений;
 α_h — понижающий коэффициент для θ_1 ;
 β — угол, отношение, коэффициент;
 γ — частный коэффициент безопасности;
 γ_A — частный коэффициент безопасности для аварийных воздействий A ;
 γ_C — частный коэффициент безопасности для бетона;
 γ_F — частный коэффициент безопасности для воздействий F ;
 $\gamma_{F,fat}$ — частный коэффициент безопасности при многократно повторяющихся воздействиях;
 $\gamma_{C,fat}$ — частный коэффициент безопасности для бетона при многократно повторяющихся воздействиях;
 γ_O — общий коэффициент;
 γ_G — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий G ;
 γ_M — частный коэффициент безопасности для свойства материала, учитывающий неопределенности свойств самого материала, геометрические несовершенства,

- используемые в расчетной модели;
- γ_P — частный коэффициент безопасности для воздействий, связанных с предварительным напряжением P ;
- γ_Q — частный коэффициент безопасности для переменных воздействий Q ;
- γ_S — частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры;
- $\gamma_{S,fat}$ — частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при многократно повторяющихся воздействиях;
- γ_f — частный коэффициент безопасности для воздействий, принимаемый без учета неопределенностей в расчетной модели;
- γ_g — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий, принимаемый без учета неопределенностей в расчетной модели;
- γ_m — частный коэффициент безопасности для свойств материала, учитывающий только неопределенности свойств самого материала;
- δ — приращение, коэффициент перераспределения;
- ξ — функция перераспределения ползучести или коэффициент прочности сцепления;
- ξ — понижающий коэффициент, коэффициент распределения;
- ε_c — относительная деформация сжатия в бетоне;
- ε_{ca} — относительная деформация усадки при твердении бетона;
- ε_{cc} — относительная деформация ползучести бетона;
- ε_{cd} — относительная деформация усадки при высыхании бетона;
- ε_{c1} — относительная деформация сжатия в бетоне при пиковой нагрузке f_c ;
- ε_{cu} — предельная относительная деформация сжатия в бетоне;
- ε_u — относительная деформация ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при максимальной нагрузке;
- ε_{uk} — характеристическая относительная деформация ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при максимальной нагрузке;
- θ — угол;
- θ_1 — угол наклона для геометрических дефектов;
- λ — коэффициент гибкости или эквивалентный коэффициент при усталости;
- μ — коэффициент трения между предварительно напряженными арматурными элементами и каналами;
- ν — коэффициент Пуассона;
- ν — коэффициент снижения предела прочности на сжатие для бетона с наклонными трещинами;
- ρ — плотность сухого бетона, кг/м³;
- ρ_{1000} — величина потери от релаксации, %, через 1000 ч после натяжения арматуры при средней температуре 20°C;
- ρ_1 — коэффициент армирования для продольной арматуры;
- ρ_w — коэффициент армирования для поперечной арматуры;
- σ_c — сжимающее напряжение в бетоне;

- σ_{cp} — сжимающее напряжение в бетоне при продольной нагрузке или предварительном напряжении;
- σ_{cu} — сжимающее напряжение в бетоне при предельной относительной деформации сжатия ε_{cu} ;
- τ — касательное напряжение;
- \varnothing — диаметр арматурного стержня или канала для арматурного пучка;
- \varnothing_n — эквивалентный диаметр арматурного пучка;
- $\varphi(t, t_0)$ — коэффициент ползучести бетона для интервала времени от t_0 до t ;
- φ_{fat} — коэффициент, учитывающий повреждения от динамического воздействия при расчете на усталость (выносливость);
- $\varphi(\infty, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести;
- ψ — коэффициенты, определяющие репрезентативные величины переменных воздействий:
- ψ_0 — для комбинационных значений;
 - ψ_1 — для частых значений;
 - ψ_2 — для квазипостоянных значений.
- χ — коэффициент износа (старения).

4.2 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего Пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

- силы и нагрузки – кН, кН/м, кН/м²;
- плотность – кг/м³;
- напряжения и прочность – Н/мм² (МПа);
- момент (изгибающий, крутящий) - кН·м.

5 МАТЕРИАЛЫ

5.1 Бетон

5.1.1 Требования к бетону

5.1.1.1 Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно-технического Пособия, следует предусматривать нормальный (тяжелый) бетон. Вид бетона и его технические контролируемые показатели качества следует назначать в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным и железобетонным конструкциям соответствующими стандартами.

5.1.1.2 Основными показателями качества бетона, устанавливаемыми при проектировании, являются:

- класс бетона по прочности на сжатие C;

- марка по морозостойкости F (назначают для конструкций, подвергаемых действию попеременного замораживания и оттаивания);
- марка по водонепроницаемости W (назначают для конструкций, к которым предъявляют требования ограничения водопроницаемости).

5.1.1.3 При необходимости могут быть установлены дополнительные технические показатели качества бетона, связанные с теплоизоляцией, термической стойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью, биологической защитой и т. п. Необходимые показатели качества бетона следует устанавливать при проектировании бетонных и железобетонных конструкций в соответствии с расчетом и классом по условиям эксплуатации согласно указаниям Раздела 6.

5.1.2 Прочность

5.1.2.1 Цилиндрические образцы диаметром 150 мм и высотой 300 мм в условиях одноосного сжатия адекватно отображают работу бетона в сжатой зоне большинства типов конструкций. Однако при контроле качества на производстве основным является испытание кубов со стороной 150 мм. В связи с этим, в нормативных документах в обозначении класса бетона по прочности на сжатие содержится два числа – характеристическое сопротивление (f_{ck}), полученное при испытании цилиндров, и (под чертой) – гарантированная прочность, установленная на кубах ($f_{ck,cube}$) при времени, равном 28 суткам. Например, класс прочности $C40/50$ обозначает нормальный бетон с цилиндрической прочностью 40 Н/мм^2 и кубиковой прочностью 50 Н/мм^2 . Во всех формулах в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СН РК EN 1992-2:2005/2011 использована цилиндрическая прочность, а кубиковая при проектировании конструкций из бетона и железобетона не применяется, а служит только для производственного контроля.

В Таблице 5.1 указаны свойства материала для нормальных бетонов с типичными цилиндрическими прочностями. Эквивалентные кубиковые прочности таковы, что, как правило, $f_{ck} \approx 0,8 f_{ck,cube}$. В данном случае 0,8 – коэффициент цилиндрической прочности, отличается большой изменчивостью (от 0,6 до 1,0), в основном, из-за разброса результатов испытаний кубов (качество форм, эксцентриситет и скорость приложения нагрузки, неопределенность взаимодействия пластин пресса и образца оказывают большее влияние на результаты испытания кубов).

5.1.2.2 Прочность бетона на сжатие может определяться до или после 28 суток на основе испытаний опытных образцов.

Если прочность бетона определяется для возраста $t > 28$ суток, то значения α_{cc} и α_{ct} , определенные в 5.1.6.1 и 5.1.6.2 рекомендуется принять равными 0,85 и 1,0 соответственно.

Характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{ck}(t)$, МПа, в возрасте t для отдельных стадий (например, снятие опалубки, передача предварительного напряжения) может быть определена:

- для $3 < t < 28$ суток: $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8$;
- для $t \geq 28$ суток: Таким образом $f_{ck}(t) = f_{ck}$.

Для образцов бетона в возрасте $t \leq 3$ суток значения должны основываться на результатах испытаний с учетом полученного значения коэффициента вариации.

5.1.2.3 Характеристическая прочность при сжатии, f_{ck} , определяется как значение, ниже которого ожидается только 5% всех результатов испытаний на прочность (обеспеченность 0,95).

Если f_{cm} – среднее значение, то $f_{ck} = f_{cm} - k\sigma$, где σ – стандартное отклонение генеральной совокупности. При распределении Гаусса и обеспеченности 0,95 величина $k = 1,64$. При $\sigma \leq 5 \text{ Н/мм}^2$ (максимально допустимый разброс) произведение $k \times \sigma = 1,64 \times 5 \approx 8 \text{ Н/мм}^2$. Таким образом $f_{ck} = f_{cm} - 8$.

5.1.2.4 [3.1.2(6)] Прочность бетона на сжатие в возрасте t зависит от типа цемента, температуры и условий хранения. При средней температуре 20°C и при хранении в соответствии с требованиями СТ РК EN 12390 прочность бетона на сжатие в различном возрасте $f_{cm}(t)$ может быть определена из выражений (5.1) и (5.2):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}, \quad (5.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (5.2)$$

где $f_{cm}(t)$ — средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t суток;

f_{cm} — средняя прочность в возрасте 28 суток по Таблице 5.1;

$\beta_{cc}(t)$ — коэффициент, зависящий от возраста бетона t ;

t — возраст бетона в сутках;

s — коэффициент, зависящий от используемого типа цемента, принимаемый:

0,20 — для цемента классов прочности CEM 42,5 R, CEM 52,5 N и CEM 52,5 R (класс R);

0,25 — для цемента классов прочности CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (класс N);

0,38 — для цемента классов прочности CEM 32,5 N (класс S).

ПРИМЕЧАНИЕ $\exp \{ \}$ имеет такое же значение, как e (экспонента).

R-rapid (быстротвердеющий), N-normal (нормальнотвердеющий), S-slow (медленнотвердеющий).

5.1.2.5 Для железобетонных элементов при определении средней прочности бетона на растяжение при изгибе может быть использовано следующее условие:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \times f_{ctm}; f_{ctm} \right\}, \quad (5.3)$$

где h — общая высота конструктивного элемента, мм;

f_{cm} — средняя прочность на осевое растяжение по Таблице 5.1.

Приведенная в выражении (5.3) зависимость может также применяться для характеристических значений прочности на осевое растяжение.

5.1.2.6 Прочность на растяжение прямым измерением получить сложно (трудно обеспечить равномерное распределение усилий в бетонном растягиваемом образце). Для инженерных расчетов достаточную точность дает связь между средней прочностью на растяжение и сжатие по гипотезе Фере — $f_{cm} = 0,3 \times f_{cm}^{2/3}$. Значение прочности на растяжение может быть получено через значение прочности при изгибе по эмпирической формуле $f_{ct} = 0,5 \times f_{cm,fl}$

Таблица 5.1[3.1] — Прочностные и деформативные характеристики бетона

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/пояснение
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (МПа) $f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	
f_{cm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{cm}$ Квантиль 95%
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	
ε_{cl} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	См.Рисунок 5.3 $\varepsilon_{cl} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	См. Рисунок 5.3 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	См. Рисунок 5.4 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. Рисунок 5.4 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	Для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	См. Рисунок 5.5 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. Рисунок 5.5 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Если прочность на растяжение f_{ct} определена как прочность на растяжение при раскалывании $f_{ct,sp}$, то значение прочности на осевое растяжение f_{ct} может быть получено из зависимости

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (5.4)$$

5.1.2.7 [3.1.2(9)] Набор прочности бетона на растяжение во времени особенно сильно зависит как от условий хранения, так и от размеров конструктивного элемента. В первом приближении можно принять, что прочность на растяжение

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \times f_{ctm}, \quad (5.5)$$

где $\beta_{cc}(t)$ следует из выражения (5.2) и

$\alpha = 1$ для $t < 28$ суток,

$\alpha = 2/3$ для $t \geq 28$ суток. Значения для f_{ctm} приведены в Таблице 5.1.

5.1.3 Упругие деформации

5.1.3.1 Изменение модуля упругости бетона во времени может быть определено из выражения

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \times E_{cm} \quad (5.6)$$

где $E_{cm}(t)$ и $f_{cm}(t)$ — соответственно значения модуля упругости и средней прочности бетона в возрасте t суток;

E_{cm} и f_{cm} — значения модуля упругости и средней прочности бетона в возрасте 28 суток. Модуль упругости E_{cm} соответствует тангенсу угла наклона секущей, проходящей через начало координат и точку, соответствующую значению напряжения, равному $0,4f_{cm}$ диаграммы « $\sigma - \epsilon$ ». По эмпирической зависимости $E_{cm} = 9,5 \times (f_{ck} + 8)^{1/3} \times 10^3$ (МПа).

Взаимосвязь между $f_{cm}(t)$ и f_{cm} представлена выражением (5.1).

Коэффициент Пуассона может быть принят равным величине 0,2 для бетона без трещин и 0 — для бетона с трещинами.

Если более точная информация отсутствует, линейный коэффициент температурного расширения принимается равным $1 \times 10^{-5} K^{-1}$.

ПРИМЕР 5.1

Исходные данные: Класс бетона по прочности C35/45, применяемый тип цемента СЕМ 42,5 N (нормальнотвердеющий, аналог ПЦ 500-ДО). Натяжение напрягаемой

арматуры на упоры. Обжатие конструкции осуществляется через 7 дней после ее формирования.

Определить: 1 Изменение модуля упругости бетона во времени.

2 Среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте 7 дней.

Определим среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте $t = 7$ дней

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$$

$$\text{где } \beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,779$$

s — коэффициент, зависящий от используемого типа цемента, принимаемый, 0,25 — для цемента класса прочности СЕМ 42,5 N.

$f_{cm} = 43$ МПа — в соответствии с Таблицей 5.1.

Средняя прочность бетона конструкции в возрасте 7 дней составляет

$$f_{cm}(t) = 0,779 \times 43 = 33,5 \text{ МПа}$$

Определим изменение модуля упругости во времени, в соответствии с (5.6)

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \times E_{cm} = \left(\frac{33,5}{43} \right)^{0.3} \times 34 = 31,5 \text{ ГПа}$$

5.1.4 Ползучесть и усадка

5.1.4.1 Усадку принято подразделять на две составляющие: химическую (потери воды при гидратации цемента и аутогенной усадке под действием поверхностного натяжения в капиллярах) и физическую (потеря свободной влаги в атмосферу при испарении).

Величина усадочной деформации зависит от количества, вида цемента и его активности, водоцементного отношения, температурно-влажностных условий окружающей среды, крупности и физико-механических свойств заполнителя, наличия добавок.

5.1.4.2 Ползучесть бетона приводит к тому, что под длительным действием постоянного напряжения деформации продолжают расти, а первичные значения упругости уменьшаются. Учет ползучести особенно важен в предварительно напряженном бетоне, так как продолжающееся длительное укорочение при сжатии приводит к уменьшению усилия предварительного напряжения. Ползучесть также существенна для мостов, построенных в несколько этапов, так как долгосрочные деформации от ползучести вызывают перераспределение внутренних усилий, вытекающих исключительно из моделирования последовательности выполнения строительных работ (проектирование реконструкции с использованием накладной плиты

или приставных элементов, объединенных для совместной работы с существующими конструкциями, может рассматриваться как удаленный во времени этап).

5.1.4.3 Ползучесть, как и усадка бетона, зависит от относительной влажности окружающей среды, геометрических размеров конструктивного элемента и состава бетона. Характеристики ползучести, рассматриваемые в этом разделе, применимы только к нормальному бетону. Существенное влияние на ползучесть бетона также оказывает начальная прочность при первоначальном приложении нагрузки, а также продолжительность нагружения и величина нагрузки. При постоянном уровне напряжений деформация ползучести стремится к некоторому пределу. Расчетная модель базируется на положении, что деформация ползучести соответствует произведению монотонно убывающей функции, зависящей от возраста бетона на момент t_0 , и монотонно возрастающей функции, учитывающей развитие ползучести на интервале $t-t_0$. Полагается, что для каждого приложения нагрузки материал рассматривается, как нагружаемый впервые. В расчетах используется коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ – отношение деформации на момент времени t к упругой деформации от нагрузки в момент времени t_0 (обычно применяют относительные деформации, исходя из физической сути явления, это могут быть и абсолютные значения деформаций).

5.1.4.4 [3.1.4(2)] Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ связан с касательным модулем упругости E_c , который может быть принят равным $1,05 E_{cm}$. Если особая точность не требуется, то в качестве предельной характеристики ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ может быть принято значение, приведенное на Рисунке 5.1, при условии, что бетон в момент времени, соответствующий приложению нагрузки $t = t_0$, не подвергается сжимающим напряжениям, большим, чем $0,45 f_{ck}(t_0)$.

5.1.4.5 Согласно 3.1.4(3) и 3.1.4(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 деформация ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ в возрасте $t = \infty$ при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном во время $t = t_0$, определяется из выражения

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (5.7)$$

В случае, когда напряжения сжатия бетона в возрасте t_0 превышают значение $0,45 f_{ck}(t_0)$, то, как правило, следует учитывать нелинейную ползучесть. Нелинейный условный коэффициент ползучести определяется из выражения

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))} \quad (5.8)$$

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ — нелинейный условный коэффициент ползучести, вводимый взамен $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ — отношение «напряжение — прочность», $k_\sigma = \sigma_c / f_{ck}(t_0)$, где σ_c - напряжение сжатия, а $f_{ck}(t_0)$ - характеристическая прочность бетона в момент времени t_0 , соответствующая нагружению.

В Таблице 5.2, заимствованной из [1], приведены значения множителя $e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$ в выражении (5.8) в зависимости от величины k_σ .

5.1.4.6 [3.1.4(5)] Значения, приведенные на Рисунке 5.1, действительны при температуре окружающей среды от минус 40°C до плюс 40°C и средней относительной влажности воздуха от RH=40% до RH=100%.

На Рисунке 5.1 использованы следующие символы:

$\varphi(\infty, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести;

t_0 — возраст бетона в момент нагружения, в сутках;

h_0 — приведенный размер, равный $2A_c / u$, где A_c — площадь поперечного сечения бетона;

u — периметр данной части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию;

S — класс S по пункту 5.1.2.4

N — класс N по пункту 5.1.2.4

R — класс R по пункту 5.1.2.4

Таблица 5.2 - Значение множителя $e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$

k_σ	$e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$
0,5	1,078
0,6	1,252
0,7	1,455
0,8	1,690
0,9	1,964
1,0	2,282

ПРИМЕЧАНИЕ Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, полученное по номограммам на Рисунке 5.1, следует умножать на коэффициент 0,7 при малоподвижных жестких смесях и на 1,2 – при подвижных смесях (марку по удобоукладываемости определяют до введения суперпластификатора).

5.1.4.7 Полная относительная деформация усадки ε_{cs} состоит из двух составляющих частей: относительной деформации усадки при высыхании (испарении влаги) ε_{cd} и относительной деформации от усадки бетона при его твердении ε_{ca} .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.9)$$

5.1.4.8 Предельное значение относительной деформации усадки, обусловленной испарением влаги, равно $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0}$. Значение относительной деформации $\varepsilon_{cd,0}$ может быть принято из Таблицы 5.3 (ожидаемые средние значения с коэффициентом вариации около 30 %).

ПРИМЕЧАНИЕ Формула для определения $\varepsilon_{cd,0}$ приведена в Приложении А [В].

Таблица 5.3 [3.2] — Номинальные значения для свободной относительной деформации усадки $\varepsilon_{cd,0}$, ‰, обусловленной высыханием (испарением влаги), для бетона, приготовленного на цементе СЕМ класса N

$f_{ck} / f_{ck,cube}$, МПа	Относительная влажность воздуха, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

Величина относительной деформации усадки, связанная испарением влаги, определяется из выражения

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}, \quad (5.10)$$

где k_h — коэффициент, принимаемый по Таблице 5.4 в зависимости от приведенного размера сечения h_0 .

Таблица 5.4 [3.3] — Значения k_h в выражении (5.10)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Функция развития усадки бетона, связанная с испарением влаги во времени $\beta_{ds}(t, t_s)$, определяется из выражения

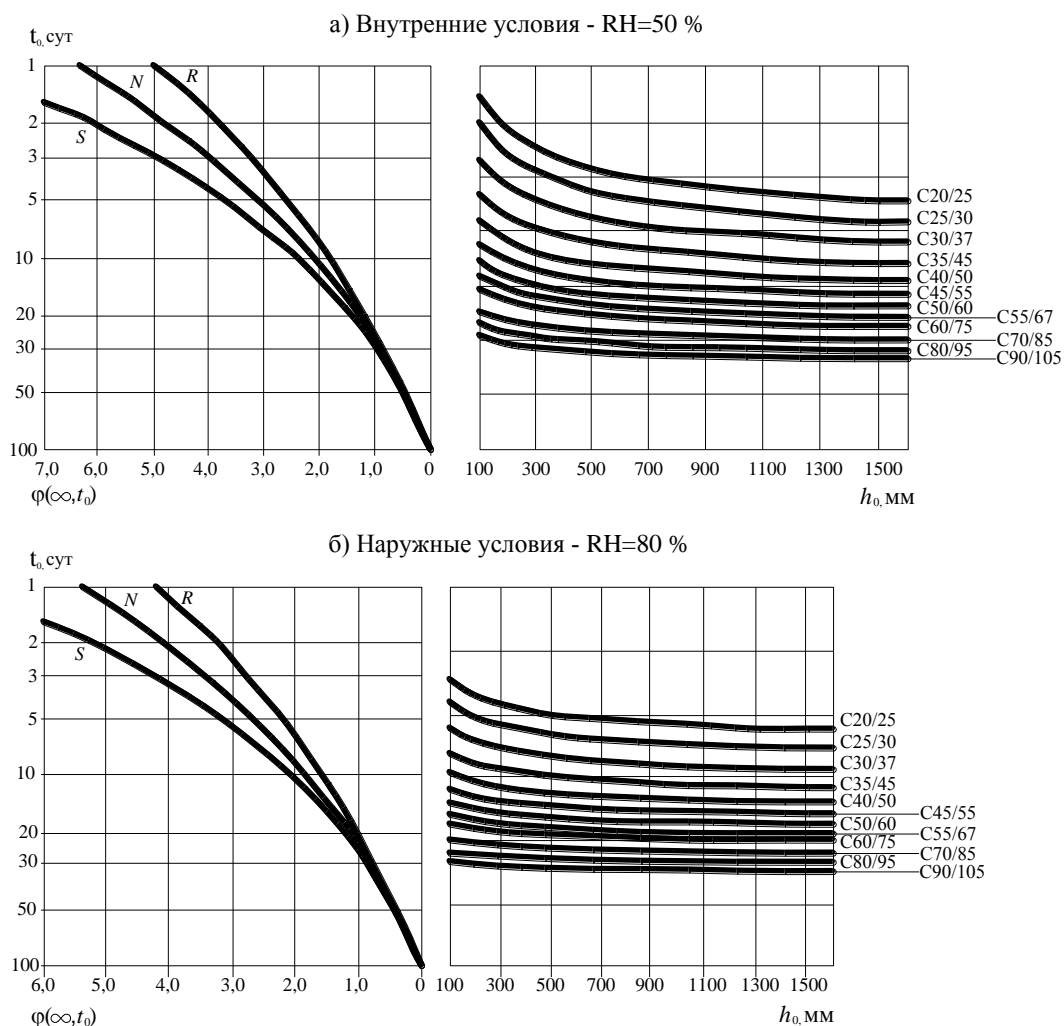
$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}}, \quad (5.11)$$

где t — возраст бетона на рассматриваемый период, сутки;

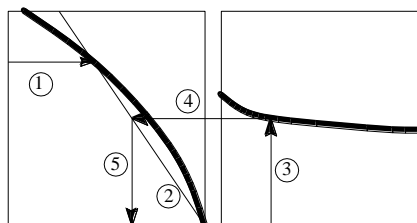
t_s — возраст бетона на начало усадки высыхания (или набухания). Обычно это соответствует окончанию срока ухода за бетоном, сутки;

h_0 — приведенный размер поперечного сечения, мм, $h_0 = 2A_c / u$,

где A_c — площадь поперечного сечения бетона



Порядок действий при определении
предельных значений коэффициента
ползучести по номограммам



Примечания

- 1 Точка пересечения линий 4 и 5 также может быть выше точки 1.
- 2 При $t_0 > 100$ с приемлемой точностью можно принять $t_0 > 100$ (и использовать касательную линию).

Рисунок 5.1 — Номограммы для определения коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для бетона при нормальных условиях окружающей среды

u — периметр части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию (испарению влаги).

Значения функции $\beta_{ds}(t, t_s)$ в зависимости от h_0 и $t - t_s$, приведенные в Таблице 5.5, заимствованы из [1].

Таблица 5.5 – Значения функции $\beta_{ds}(t, t_s)$ в зависимости от $t - t_s$

h_0 , мм	$\beta_{ds}(t - t_s)$		
	30 дней	100 дней	1000 дней
100	0,428	0,714	0,962
200	0,209	0,469	0,898
300	0,126	0,325	0,828
400	0,086	0,238	0,757
≥ 500	0,063	0,183	0,691

5.1.4.9 Относительная деформация усадки, связанная с твердением бетона, определяется по формуле

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (5.12)$$

$$\text{где } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}, \quad (5.13)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0,5}), \quad (5.14)$$

здесь t приведено в сутках.

Значения относительной деформации от усадки $\varepsilon_{ca}(t)$ в зависимости от характеристической цилиндрической прочности бетона сжатие f_{ck} и возраста бетона t , заимствованные из [1], приведены в Таблице 5.6

Таблица 5.6 - Значения деформаций от усадки при твердении

$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$ в ‰ в зависимости от f_{ck} и t

Усадка	f_{ck} (МПа)										
	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90
$\varepsilon_{ca}(t)$ (1000 дней)	0,025	0,038	0,050	0,063	0,075	0,088	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200
$\varepsilon_{ca}(t)$ (100 дней)	0,022	0,033	0,043	0,054	0,065	0,075	0,086	0,108	0,129	0,151	0,172
$\varepsilon_{ca}(t)$ (30 дней)	0,017	0,025	0,033	0,042	0,050	0,056	0,067	0,083	0,100	0,116	0,133

ПРИМЕР 5.2

Исходные данные: Поперечное сечение предварительно напряженной мостовой балки показано на Рисунке 5.2. Бетон класса C35/45 на цементе СЕМ класса N. Площадь поперечного сечения балки $A_c = 4,2 \times 10^5 \text{ мм}^2$, периметр поперечного сечения $u = 4491 \text{ мм}$. Относительная влажность окружающего воздуха 80% (RH=80%). Возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона (начало усадки) t_s и приложения усилия обжатия бетона напрягаемой арматурой t_0 принято $t_s = t_0 = 3$ дня.

Определить: 1 Полную относительную деформацию усадки бетона при его возрасте

$t = 30$ дней;

2 Коэффициент ползучести при возрасте бетона $t = 30$ дней.

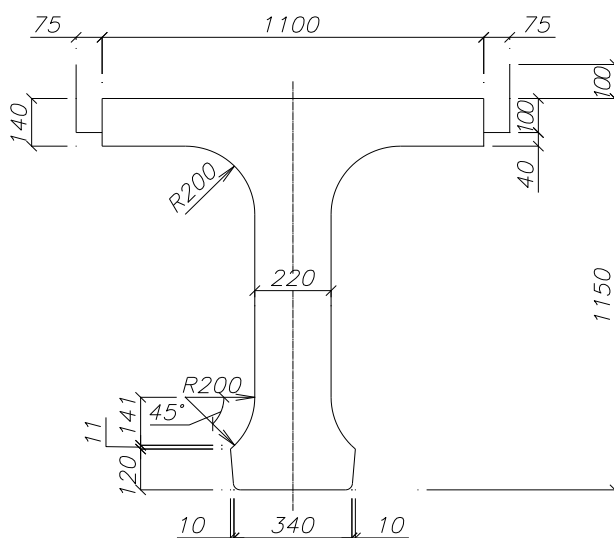


Рисунок 5.2 – Поперечное сечение балки

1 Определение полной относительной деформации усадки бетона

Параметры полных относительных деформаций усадки бетона определяются в соответствии с Приложением А.

Величина полной относительной деформации усадки $\varepsilon_{cs}(t)$ при возрасте бетона $t = 30$ дней определяется по формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t).$$

Относительная деформация усадки бетона при его высыхании в момент времени $t = 30$ дней определяется по зависимости:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0},$$

где $\beta_{ds}(t, t_s)$ - функция развития усадки бетона во времени $t - t_s$.

Величина приведенного размера поперечного сечения балки h_0 определяется по формуле

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 4,2 \times 10^5}{4491} = 187,04 \text{ мм}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \times \sqrt{187,04^3}} = 0,21$$

Коэффициент k_h принимается по Таблице 5.4 в зависимости от приведенного размера поперечного сечения h_0 . При $h_0 = 187,04$ коэффициент $k_h = 0,87$.

Основное (номинальное) значение относительной деформации усадки от высыхания бетона $\varepsilon_{cd,0}$, приготовленного на цементе СЕМ класса N определяется по формуле

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH},$$

где $\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$:

где $f_{cm} = 43$ МПа;

$f_{cm,0} = 10$ МПа;

$\alpha_{ds1} = 4$ - для цемента класса N;

$\alpha_{ds2} = 0,12$ - для цемента класса N;

$RH_0 = 100$ %.

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \times [1 - 0,8^3] = 0,756$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times 4) \times \exp\left(-0,12 \times \frac{43}{10}\right) \right] \times 10^{-6} \times 0,756 = 243 \times 10^{-6}$$

Относительная деформация усадки бетона при его высыхании $\varepsilon_{cd}(t)$ в момент времени $t = 30$ дней имеет следующее значение

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,21 \times 0,87 \times 243 \times 10^{-6} = 44,4 \times 10^{-6}$$

Основное (номинальное) значение относительной деформации усадки от высыхания бетона $\varepsilon_{cd,0}$, приготовленного на цементе СЕМ класса N можно принять и по Таблице 5.3. При классе бетона C35/45 и влажности окружающего воздуха 80% значение $\varepsilon_{cd,0} = 0,255 \times 10^{-3} = 255 \times 10^{-6}$. Разница между расчетным и табличным значениями

составляет $\frac{(255 - 243) \times 10^{-6}}{255 \times 10^{-6}} \times 100\% = 4,7\%$.

Относительная деформация усадки бетона при его твердении $\varepsilon_{ca}(t)$ в момент времени $t = 30$ дней определяется по зависимости

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty),$$

где $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$ и

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0,5}),$$

здесь t приведено в днях.

Предельная величина относительной деформации усадки при твердении для времени при $t = \infty$ составляет

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 62,5 \times 10^{-6}$$

Определим функцию развития усадки бетона $\beta_{as}(t)$ для времени при $t = 30$ дней

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times 30^{0,5}) = 1 - 0,333 = 0,666$$

Относительная деформация усадки бетона при его твердении $\varepsilon_{ca}(t)$ при $t = 30$ дней составляет

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,666 \times 62,5 \times 10^{-6} = 41,6 \times 10^{-6}$$

Величина полной относительной деформации усадки бетона $\varepsilon_s(t)$ при возрасте $t = 30$ дней составляет

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 44,4 \times 10^{-6} + 41,6 \times 10^{-6} = 86,0 \times 10^{-6}$$

2 Определение коэффициента ползучести

Параметры относительных деформаций ползучести бетона определяются в соответствии с Приложением А.

Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ определяется по формуле

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0),$$

где φ_0 - условный коэффициент ползучести.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0),$$

где φ_{RH} - коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа,}$$

где α_1, α_2 - коэффициенты влияния прочности бетона

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,866$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,960$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{187}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,25$$

Определим параметр $\beta(f_{cm})$, учитывающий влияние прочности бетона на условный коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

Определим параметр $\beta(t_o)$, учитывающий влияние возраста бетона при его обжатии напрягаемой арматурой на условный коэффициент ползучести φ_0

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0,1 + t_o^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 3^{0,2}} = 0,743$$

Величина условного коэффициента ползучести φ_0 имеет следующее значение

$$\varphi_0 = 1,25 \times 2,56 \times 0,743 = 2,38$$

Определим параметр $\beta_c(t, t_0)$, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки обжатия

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_n + t - t_0)} \right]^{0,3},$$

где β_n - коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH, %) и приведенный размер поперечного сечения балки h_0

$$\beta_n = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3, \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}$$

где α_3 - коэффициент учета влияния прочности бетона

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,5} = 0,902$$

$$\text{При } f_{cm} > 35 \text{ МПа } \beta_n = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times 80)^{18} \right] \times 187,04 + 250 \times 0,902 = 640,7$$

$$\beta_n = 640,7 \leq 1500 \times \alpha_3 = 1500 \times 0,902 = 1380 \quad \text{Условие соблюдается}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(30 - 3)}{(640,7 + 30 - 3)} \right]^{0,3} = 0,392$$

Значение коэффициента ползучести при возрасте бетона $t = 30$ дней составляет

$$\varphi(t, t_0) = 2,38 \times 0,392 = 0,933$$

5.1.5 Зависимость «напряжение - относительная деформация» для нелинейного статического расчета конструкций

5.1.5.1 В качестве обобщенной характеристики, адекватно отображающей свойства бетона при кратковременном осевом нагружении, принимается диаграмма состояния (деформирования), представленная на Рисунке 5.3. Связь между напряжениями σ_c и относительными деформациями ε_c сжатого бетона описывается уравнением

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \times \eta}, \quad (5.15)$$

где $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$ и ε_{c1} — принимается по Таблице 5.1;

$k = 1,05 \times E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$ (f_{cm} — принимается по Таблице 5.1).

Формула (5.15) действительно в интервале относительных деформаций бетона $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, где ε_{cu1} — номинальная предельная относительная деформация.

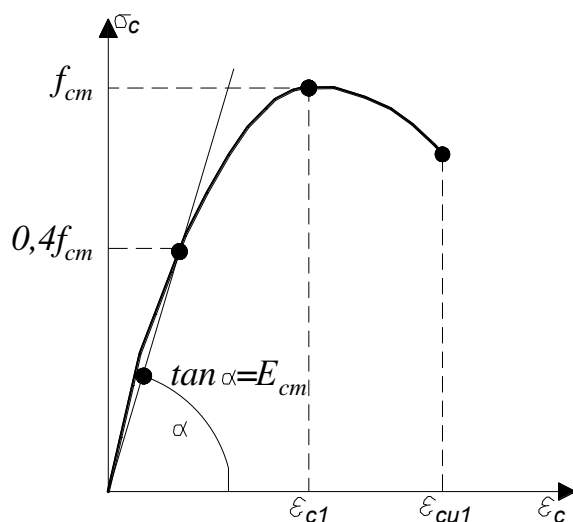


Рисунок 5.3 — Диаграмма состояния бетона при осевом кратковременном нагружении сжатия

5.1.6 Расчетные значения прочности бетона на сжатие и растяжение

5.1.6.1 Расчетная прочность бетона на сжатие определяется из выражения

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c, \quad (5.16)$$

где

γ_c — частный коэффициент безопасности для бетона, принимаемый:

где $\gamma_c = 1,5$ - для постоянной и переходной расчетной ситуации;

$\gamma_c = 1,2$ - для аварийной расчетной ситуации.

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных процессов на прочность бетона при сжатии, а так же неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки.

Рекомендуемое значение α_{cc} для мостов составляет 0,85, и оно предназначено для применения в расчетах на изгиб и осевое сжатие. Коэффициент α_{cc} может частично быть корректирующим коэффициентом между истинным поведением кривой деформация-напряжение с нисходящей ветвью после пикового напряжения f_{ck} и идеализированной параболически-прямоугольной диаграммой, которая сохраняет пиковое напряжение вплоть до деформации при разрушении.

5.1.6.2 Несмотря на многочисленные исследования, диаграммы напряжение - деформация для осевого растяжения не включены ни в одни нормы. Расчетная прочность на растяжение f_{ctd} определяется по формуле

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05} / \gamma_c, \quad (5.17)$$

где γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, принимаемый в соответствии с подпунктом 5.1.6.1;

α_{ct} – коэффициент, учитывающий влияние длительных процессов на прочность бетона при растяжении, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки.

Значение коэффициента α_{ct} для мостов рекомендуется принимать равным 1,0. Это значение подходит для расчетов на сдвиг и при определении сцепления бетона с арматурой (расчета длин зон анкеровки и длин нахлестов).

5.1.7 Зависимость «напряжение - относительная деформация» для расчета сечений

5.1.7.1 При расчете прочности сечений может быть использована зависимость между напряжением и относительной деформацией, графически показанная на Рисунке 5.4 (относительные деформации сжатия приняты положительными):

$$\sigma_c = f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ для } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (5.18)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ для } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}, \quad (5.19)$$

где n — показатель степени (см. Таблицу 5.1);

ε_{c2} — относительная деформация при максимальной прочности бетона, принимаемая по Таблице 5.1;

ε_{cu2} — предельная относительная деформация, принимаемая по Таблице 5.1.

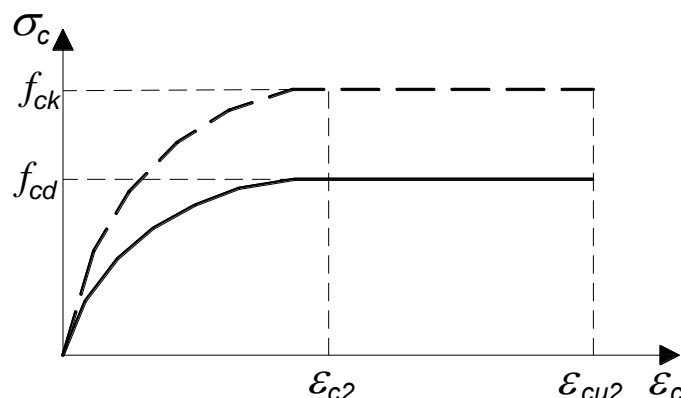


Рисунок 5.4 — Параболически - прямоугольная диаграмма состояния для бетона при сжатии

5.1.7.2 При расчете прочности сечений может применяться билинейная зависимость «напряжение — относительная деформация», графически показанная на Рисунке 5.5 (напряжения сжатия и относительные деформации укорочения показаны как абсолютные значения) со значениями относительных деформаций $\varepsilon_{с3}$ и ε_{cu3} , принимаемыми по Таблице 5.1.

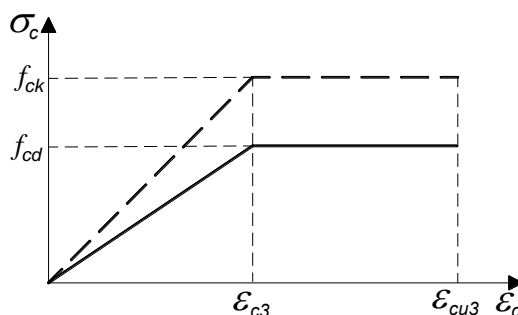


Рисунок 5.5 — Билинейная диаграмма состояния для бетона при сжатии

5.1.7.3 Распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения может приниматься равномерным, как показано на Рисунке 5.6. Значения коэффициента λ при определении эффективной высоты сжатой зоны сечения и коэффициента η при определении эффективной прочности принимаются следующие:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (5.20)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа} \quad (5.21)$$

и

$$\eta = 1,0 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (5.22)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}. \quad (5.23)$$

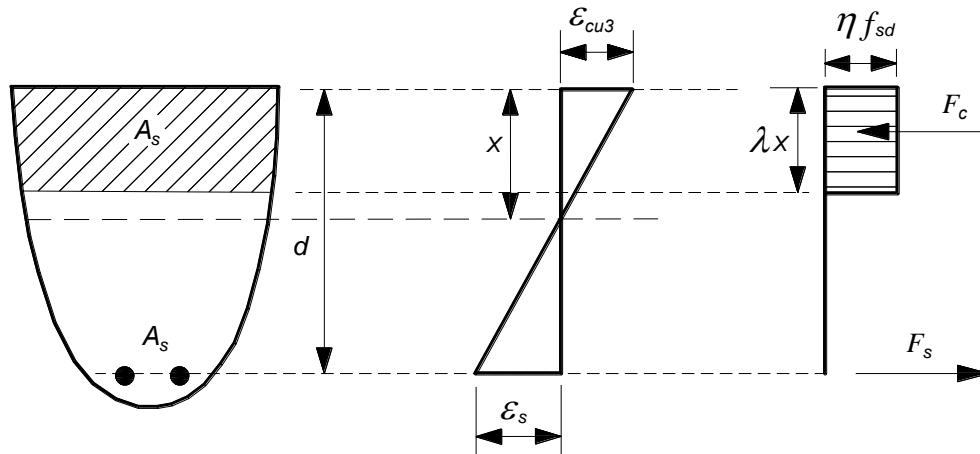


Рисунок 5.6 — Равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения

ПРИМЕЧАНИЕ Если ширина сжатой зоны сечения уменьшается по направлению к более сжатой грани сечения, то значение $\eta \times f_{cd}$ следует уменьшить на 10 %.

СН РК EN 1992-2:2005/2011 проводит разграничение между требованиями для соотношений между напряжением и деформацией для общего, нелинейного анализа и для использования в проверке поперечных сечений. Первые рассматриваются в 5.1.5.

Для проверки поперечных сечений могут быть использованы диаграммы, приведенные в 5.1.7.1, 5.1.7.2 и 5.1.7.3. Они подходят для проверки критических предельных состояний (ULS).

В Таблице 5.7, заимствованной из [2] приведены значения средних напряжений f_{av} при $\alpha_{cc} = 0,85$ и $\gamma_c = 1,5$ для различных форм эпюр напряжений в сжатой зоне сечения и положения их центра тяжести β .

Параметры f_{av} и β , приведенные в Таблице 5.7 определены из следующих выражений:

Параболически-прямоугольная диаграмма напряжений:

$$f_{av} = f_{cd} \times \left(1 - \frac{1}{n+1} \times \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \quad (5.24)$$

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{(n+1)(n+2)}}{\varepsilon_{cu2}^2 - \frac{\varepsilon_{cu2} \times \varepsilon_{c2}}{n+1}} \quad (5.25)$$

Таблица 5.7 – Сравнение средних напряжений для $\alpha_{cc} = 0,85$

Класс бетона	Параболически - прямоугольная		Билинейная		Упрощенная прямоугольная	
	$f_{av},$ МПа	β	$f_{au},$ МПа	β	$f_{au},$ МПа	β
C30/37	13,762	0,416	12,750	0,389	13,600	0,400
C35/45	16,056	0,416	14,875	0,389	15,867	0,400
C40/50	18,349	0,416	17,000	0,389	18,133	0,400
C45/55	20,643	0,416	19,125	0,389	20,400	0,400
C50/60	22,937	0,416	21,250	0,389	22,667	0,400
C55/67	23,194	0,393	22,098	0,374	23,930	0,390
C60/75	23,582	0,377	22,872	0,363	25,033	0,390

Билинейная эпюра напряжений:

$$f_{av} = f_{cd} \times \left(1 - 0.5 \times \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right) \quad (5.26)$$

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu3}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c3}^2}{6}}{\varepsilon_{cu3}^2 - \frac{\varepsilon_{cu3} \times \varepsilon_{c3}}{2}} \quad (5.27)$$

Упрощенная прямоугольная эпюра напряжений:

$$f_{av} = \lambda \times \eta \times f_{cd} \quad (5.28)$$

$$\beta = \lambda/2 \quad (5.29)$$

5.1.8 Бетон при многоосном сжатии

5.1.8.1 При многоосном сжатии бетона достигается более высокая прочность и более высокие предельные значения относительных деформаций. Другие основные характеристики материала при проектировании могут рассматриваться как неизменные.

5.1.8.2 [3.1.9.(2)] Если отсутствуют более точные данные, то может быть использована зависимость между напряжением и относительной деформацией, графически показанная на Рисунке 5.7 (относительные деформации приведены как положительные) с повышенными значениями прочности и относительных деформаций, определенными по формулам:

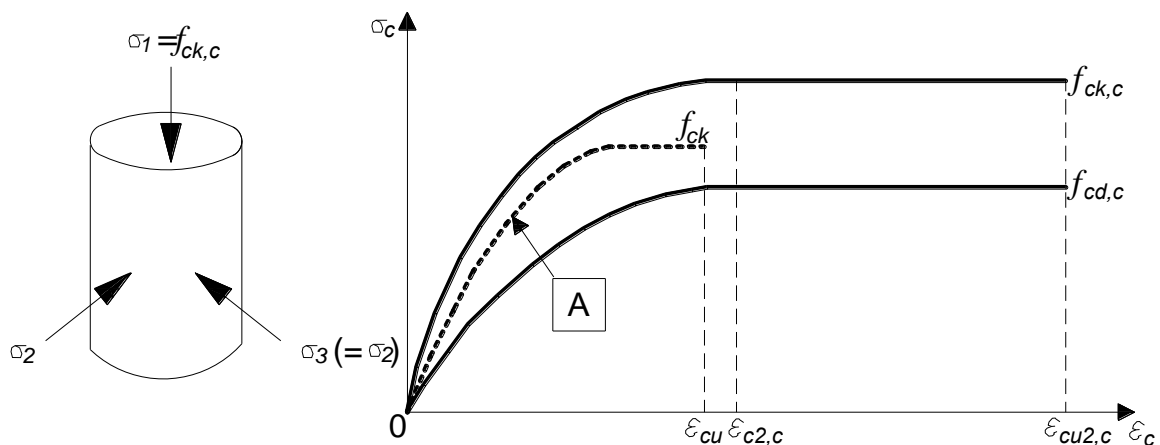
$$f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1,000 + 5,0 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ для } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}, \quad (5.30)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1,125 + 2,5 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ для } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}, \quad (5.31)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \times \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2, \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}}, \quad (5.33)$$

где $\sigma_2 (= \sigma_3)$ являются эффективными поперечными напряжениями сжатия в предельном состоянии по несущей способности в результате ограничения поперечных деформаций (например, косвенным армированием), а значения относительных деформаций ε_{c2} и ε_{cu2} следует принимать по Таблице 5.1. Многоосное сжатие может быть создано путем установки замкнутых хомутов или поперечных связей, которые достигают пластичности в результате поперечного расширения бетона.



А — многоосное напряжение при сжатии отсутствует

Рисунок 5.7 — Зависимость между напряжением и относительной деформацией при многоосном сжатии (бетон с ограничением поперечных деформаций)

5.1.8.3 В случаях, когда железобетонный элемент находится в состоянии трехосного напряжения, разрешено увеличение прочности при сжатии и предельных величин наибольшей допустимой деформации. Такое обжатие может быть достигнуто при помощи предварительного напряжения хомутами. Это возможно при подтверждении результатами испытаний, что предлагаемая установка хомутов приводит к обжатию без преждевременного разрушения бетона. В общем случае, это правило не используется для расчетов на изгиб и продольную силу.

5.2 Арматурная сталь

5.2.1 Требования к арматуре

5.2.1.1 Основным прочностным показателем арматуры является класс арматуры по прочности на растяжение. Класс арматуры отвечает гарантированному (браковочному) значению физического или условного предела текучести, устанавливаемому в соответствии с требованиями государственных стандартов или технических условий на арматуру.

5.2.1.2 Каждому классу арматуры, кроме характеристики по пределу текучести, соответствуют также свои значения временного сопротивления разрыву и относительного равномерного удлинения после разрыва.

5.2.1.3 Кроме того, к арматуре предъявляются требования по дополнительным показателям качества, определяемым по соответствующим стандартам:

- свариваемость;
- коррозионная стойкость;
- пластичность;
- релаксационная стойкость;
- усталостная прочность;
- хладостойкость.

5.2.1.4 Дополнительные показатели качества арматуры при проектировании железобетонных конструкций мостов устанавливают в соответствии с требованиями расчетов, условий эксплуатации и различных воздействий окружающей среды.

5.2.2 Характеристики пластичности (деформативности)

5.2.2.1 Арматура должна иметь достаточную деформативность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $(f_t / f_y)_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} .

На Рисунке 5.8 приведены диаграммы деформирования «напряжение — относительная деформация» для горячекатаных и холодноотянутых сталей.

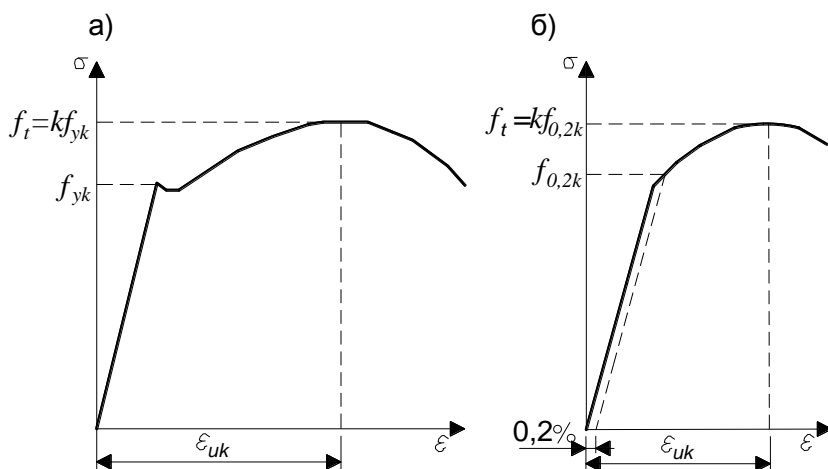


Рисунок 5.8 — Диаграммы состояния для арматурных сталей:
а — для горячекатаной стали; б — для холодноотянутой стали

ПРИМЕЧАНИЕ Три класса прочности для арматурной стали (А, В и С) приведены в Приложении С СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Там же приведены значения отношения $k = (f_t / f_y)_k$ и предельных относительных деформаций ε_{uk} . Рекомендуемые классы – В и С.

Требования к пластичности арматурных сталей, изложенные в Приложении С, приведены в Таблице 5.8.

Таблица 5.8 – Классы пластичности для арматурных стержней и проволоки

Класс арматурной стали	Характеристическая относительная деформация при максимальном значении силы, ε_{uk}	Минимальное значение $k = (f_t / f_y)_k$
А	$\geq 2,5\%$	$\geq 1,05$
В	$\geq 5\%$	$\geq 1,08$
С	$\geq 7,5\%$	$\geq 1,15 < 1,35$

5.2.3 Расчетные предпосылки

5.2.3.1 Необходимое количество арматуры в конструкции устанавливается расчетом характерных сечений или конструктивно.

5.2.3.2 [3.2.7(2)] Расчет должен выполняться на основе значений номинальной площади поперечного сечения арматуры и расчетных сопротивлений, определенных по характеристическим значениям. При обычном проектировании может быть принято одно из следующих допущений (Рисунок 5.9):

а) диаграмма деформирования имеет наклонную верхнюю ветвь с предельной относительной деформацией ε_{ud} и максимальным напряжением $k \times f_{yk} / \gamma_s$ при ε_{uk} , где $k = (f_t / f_y)_k$;

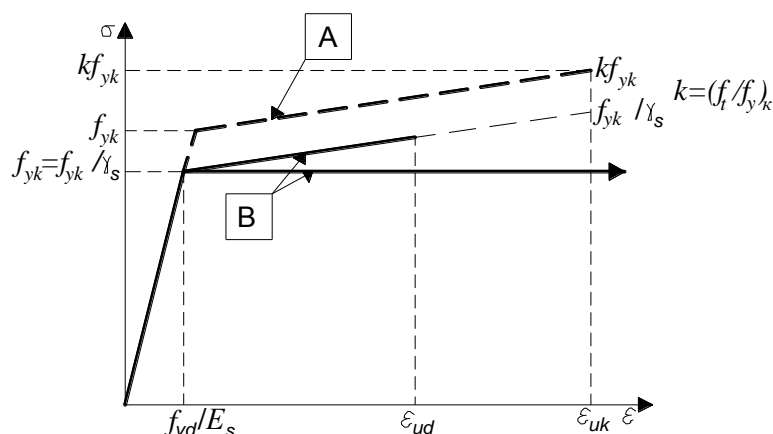


Рисунок 5.9 — Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы состояния арматуры (для растяжения и сжатия)

б) диаграмма деформирования имеет горизонтальную верхнюю ветвь, без ограничения предельной относительной деформации.

Рекомендуемое значение предельной относительной деформации ε_{ud} при допущении а) может быть принято равным $0,9\varepsilon_{uk}$.

Значение $k = (f_t / f_y)_k$ может быть принято в соответствии с Таблице 5.8.

Среднее значение плотности арматурной стали может быть принято равным величине 7850 кг/м^3 . Расчетное значение модуля упругости E_s может быть принято равным 200 ГПа .

5.3 Предварительно напряженная сталь

5.3.1 Свойства

5.3.1.1 Каждая поставляемая партия напрягаемой арматуры должна сопровождаться сертификатом соответствия, содержащим всю необходимую информацию для однозначного определения признаков, приведенных в (а) ÷ (г) подпункта 5.3.1.2. В качестве приложения к сертификату соответствия на напрягаемую арматуру производителем должны представляться диаграммы «напряжение — относительная деформация», основанные на производственных данных.

5.3.1.2 [3.3.2(2)P] Напрягающие элементы (проволоки, канаты и стержни) должны быть классифицированы по:

а) прочности, которая определяется значением условного предела текучести при остаточном удлинении $0,1\%$ ($f_{p0,1k}$) и значением отношения прочности на растяжение к условному пределу текучести ($f_{pk} / f_{p0,1k}$), а также удлинением при максимальной нагрузке (ε_{uk});

б) классу по релаксационному поведению;

в) размеру;

г) свойствам поверхности.

5.3.1.3 Для напрягаемой арматуры в железобетонных конструкциях мостов определены три класса релаксации:

а) Класс 1: проволока или канат — нормальная (обычная) релаксация;

б) Класс 2: проволока или канат — низкая релаксация;

в) Класс 3: горячекатаные или улучшенные стержни.

ПРИМЕЧАНИЕ Класс 1 в СТ РК EN 10138 не рассматривается.

5.3.1.4 [3.3.2(5)] Расчет потерь от релаксации в напрягаемой стали осуществляется, как правило, на основе значения ρ_{1000} — потерь от релаксации, (в %), через 1000 часов с момента натяжения при средней температуре 20°C .

ПРИМЕЧАНИЕ Значение ρ_{1000} приводится как процентная доля начального напряжения и определено для начального напряжения, равного $0,7f_p$, где f_p является фактическим пределом прочности на растяжение образцов напрягаемой стали. При проектировании применяется характеристический предел прочности на растяжение f_{pk} и это значение учтено в последующих формулах. Значения для ρ_{1000} могут быть приняты равными данным, приведенным в Таблице 5.9

Таблица 5.9 – Классы релаксации для напрягаемой арматуры

Класс	Тип напрягаемой арматуры	ρ_{1000} , потери от релаксации за 1000 часов при 20°C
1	Проволока или канат — нормальная (обычная) релаксация	8,0 %
2	Проволока или канат — низкая релаксация	2,5 %
3	Горячекатаные или улучшенные стержни	4 %

5.3.1.5 Потери от релаксации могут приниматься из сертификатов производителя арматуры, или как процентная доля изменения напряжений по сравнению с начальным предварительным напряжением определяемая по Формулам (5.34÷5.36). Формулы (5.34) и (5.35) могут применяться для проволок и канатов с нормальной и низкой релаксацией соответственно, а формула (5.36) может применяться для горячекатаных и улучшенных стержней

$$\text{Класс 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \times \rho_{1000} \times e^{6,7\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.34)$$

$$\text{Класс 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.35)$$

$$\text{Класс 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \times \rho_{1000} \times e^{8,0\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}, \quad (5.36)$$

где $\Delta\sigma_{pr}$ — абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате релаксации;

σ_{pi} — при натяжении арматуры на затвердевший бетон абсолютное значение начального напряжения $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (см. 7.4.1.4); при натяжении арматуры на упоры стенда σ_{pi} равно максимальному напряжению растяжения в арматуре за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе натяжения, (см. 7.4.2.1 (а));

t — время после натяжения, часы;

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk},$$

здесь f_{pk} — характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали;

ρ_{1000} — значение релаксационных потерь, %, за 1000 часов после момента натяжения при средней температуре 20 °С.

Потери от релаксации чувствительны к колебаниям уровней напряжения с течением времени, и потому могут быть уменьшены путем принятия во внимание других зависимых от времени потерь, протекающих в конструкции в одно и то же время (таких как ползучесть). Метод определения уменьшения потерь на релаксацию в таких условиях приведен в Приложении D СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

ПРИМЕР 5.3

Исходные данные: Стендовое изготовление балки. Применяемые напрягаемые элементы - 12 канатов Ø15,2мм, площадь 1 каната - 139 мм². Общая площадь канатов $A_p = 12 \times 139 = 1668 \text{ мм}^2$. Класс канатов 2.

$\rho_{1000} = 2,5\%$ — для медленно релаксирующих канатов.

$\sigma_{pi} = 1365,55 \text{ МПа}$ - среднее напряжение в канате с учетом первых потерь.

$t = 500000$ часов (приблизительно 57 лет).

$f_{pk} = 1860 \text{ МПа}$ — характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали.

Определить: Потери от релаксации напряжений.

Решение: Определим потери от релаксации напряжений для медленно релаксирующих канатов, соответствующих 2 классу из выражения (5.35):

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}.$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1365,55}{1860} = 0,73$$

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,73} \times \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,73)} \times 10^{-5} = 0,045 = 4,5\%$$

Суммарная релаксация составляет 4,5%

5.3.2 Прочность

5.3.2.1 Высокопрочные стали, используемые для предварительного напряжения, не имеют явно выраженной площадки текучести, и поэтому характеризуются условным пределом текучести. Условный предел текучести - это напряжение, для которого существует остаточная деформация в %, когда убрана нагрузка. Условный предел текучести при остаточной деформации в 0,1%, $f_{p0.1k}$, определяется как характеристическое значение нагрузки, деленное на номинальную площадь поперечного сечения (Рисунок 5.10).

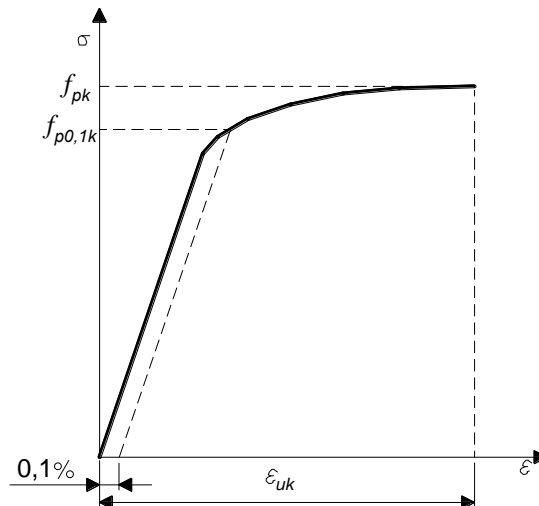


Рисунок 5.10 — Диаграмма состояния для напрягаемой арматуры

5.3.2.2 Значение прочности на разрыв f_{pk} , получается делением характеристической предельной нагрузки при осевом растяжении на номинальную площадь поперечного сечения. Для арматурных канатов в СТ РК EN 10138-3 $f_{p0.1k}$ обычно составляет 86% f_{pk} . Соотношение в большей степени различается для проволоки и стержневой арматуры.

5.3.3 Расчетные предпосылки

5.3.3.1 [3.3.6(1)Р-3.3.6(3)] Статический расчет следует производить на основе номинальной площади поперечного сечения для напрягающих элементов и характеристических значений сопротивлений $f_{p0.1k}$, f_{pk} и ϵ_{uk} .

Расчетное значение модуля упругости E_p может быть принято равным 205 ГПа для проволок и стержней. В зависимости от способа производства фактическое значение может находиться в пределах от 195 до 210 ГПа. В сопроводительные документы на поставляемую партию должен быть включен сертификат, указывающий фактическое значение модуля упругости.

Расчетное значение модуля упругости E_p может быть принято равным 195 ГПа для канатов. В зависимости от способа производства фактическое значение модуля упругости может находиться в интервале от 185 до 205 ГПа. В сопроводительные документы на поставляемую партию должен быть включен сертификат, указывающий фактическое значение модуля упругости.

5.3.3.2 Среднюю плотность напрягаемой арматуры при проектировании можно принимать равной 7850 кг/м³. Интервал температур для напрягаемой арматуры принимается в интервале от минус 40 °С до плюс 100 °С.

Расчетное сопротивление стали f_{pd} следует принимать как отношение $f_{p0.1k} / \gamma_s$. (см. Рисунок 5.11).

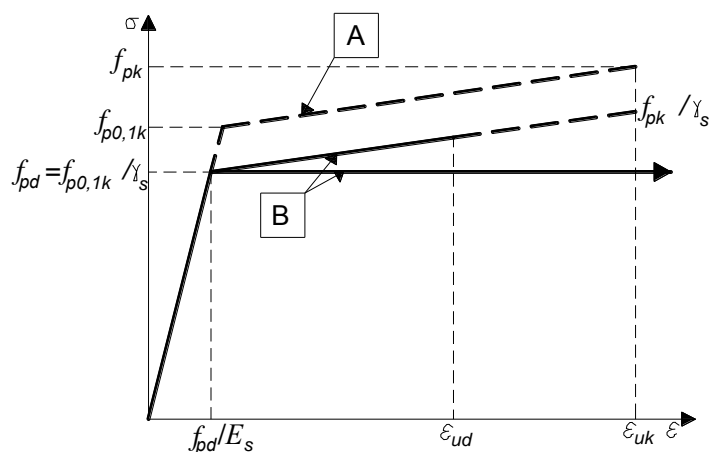


Рисунок 5.11 — Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы состояния для напрягаемой стали

При расчете прочности поперечных сечений элементов может быть принято одно из следующих допущений (см. Рисунок 5.11):

- диаграмма состояния имеет наклонную ветвь с предельной относительной деформацией ε_{ud} ;
- диаграмма имеет горизонтальную верхнюю ветвь без ограничения относительных деформаций.

В соответствии с национальным приложением рекомендуются следующие значения:

$$\varepsilon_{ud} = 0,02 \text{ и } f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9.$$

6 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ ДЛЯ АРМАТУРЫ

6.1 Условия окружающей среды

6.1.1. Условия окружающей среды, в которых находятся бетонные и железобетонные конструкции — это химические и физические условия, в которых находятся конструкции, в дополнение к механическим воздействиям.

6.1.2 Условия воздействия окружающей среды и их классификация приведены в Таблице 6.1, основанной на СТ РК EN 206-1-2011.

6.1.3 Дополнительно к условиям окружающей среды, приведенным в Таблице 6.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий, включая:

а) химическую коррозию вызванную:

- растворами кислот или сульфатных солей (см. СТ РК EN 206-1-2011);
- хлоридами, содержащимися в бетоне (см. СТ РК EN 206-1-2011);
- реакциями едкой щелочи и заполнителя (см. СТ РК EN 206-1-2011).

б) физическое воздействие, вызванное:

- температурными колебаниями;

Таблица 6.1 [4.1] — Классы воздействия окружающей среды

Класс	Описание окружающей среды	Примеры, где имеют
1 Отсутствие риска коррозии или неблагоприятного воздействия		
<i>Х0</i>	Для бетона без арматуры или заделанного металла; все условия, за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха (отапливаемые помещения в подэтакадном пространстве с регулируемой влажностью, например, архивные)
2 Коррозия, вызванная карбонизацией		
<i>ХС1</i>	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью воздуха (отапливаемые помещения в подэтакадном пространстве) Бетон, постоянно погруженный в воду
<i>ХС2</i>	Влажно, редко когда сухо	Поверхности бетона, длительное время смоченные водой Большинство фундаментов
<i>ХС3</i>	Умеренная влажность	Бетон в помещениях с умеренной или высокой влажностью воздуха (внутренние стены устоев коробчатого типа) Бетон на открытом воздухе, защищенный от дождя Поверхности бетона, защищенные гидроизоляцией, включая пролетные строения мостов
<i>ХС4</i>	Попеременно влажно и сухо	Поверхности бетона, подверженные контакту с водой, не рассмотренные классом воздействий <i>ХС2</i>
3 Коррозия, вызванная хлоридами		
<i>ХД1</i>	Умеренная влажность	Поверхности бетона, на воздухе, содержащем хлориды
<i>ХД2</i>	Влажно, редко когда сухо	Плавательные бассейны. Изделия из бетона, подверженные воздействию технических вод, содержащих хлориды
<i>ХД3</i>	Попеременно влажно и сухо	Части мостов, подверженные воздействию вод, содержащих хлориды. Тротуары Плиты паркингов
<i>ХС1</i>	Воздействие перенесенной ветром соли, но не прямой контакт с морской водой	Сооружения вблизи или на побережье

Таблица 6.1 [4.1] — Классы воздействия окружающей среды (продолжение)

Класс	Описание окружающей среды	Примеры, где имеют
4 Коррозия, вызванная хлоридами из морской воды		
XS2	Постоянное воздействие под морской водой	Части морских сооружений
XS3	Воздействие зон приливов и отливов, брызг и орошений	Части морских сооружений
5 Воздействие попеременного замораживания и оттаивания		
XF1	Умеренная водонасыщенность без содержания антиобледенителей	Вертикальные поверхности бетона, подверженные воздействию дождя и замораживанию
XF2	Умеренная водонасыщенность с содержанием антиобледенителей	Вертикальные поверхности бетона дорожных конструкций, подверженные замораживанию и воздействию антиобледенителей
XF3	Высокая водонасыщенность без содержания антиобледенителей	Горизонтальные поверхности бетона, подверженные воздействию дождя и замораживанию
XF4	Высокая водонасыщенность с содержанием антиобледенителей или морской водой	Дорожные и мостовые плиты, подверженные обработке антиобледенителями. Бетонные поверхности, подверженные прямому воздействию вод, содержащих антиобледенители, и замораживанию. Морские сооружения в зоне брызг, подвергающиеся замораживанию
6 Химическое воздействие		
XA1	Слабая агрессивная химическая среда в соответствии с СТ РК EN 206-1-2011, Таблица 2	Природный грунт и грунтовые воды
XA2	Умеренная агрессивная химическая среда в соответствии с СТ РК EN 206-1-2011, Таблица 2	Природный грунт и грунтовые воды
XA3	Сильная агрессивная химическая среда в соответствии с СТ РК EN 206-1-2011, Таблица 2	Природный грунт и грунтовые воды

- износом (истиранием) (см. подпункт 6.2.2.11);
- проникновением воды (см. СТ РК EN 206-1-2011).

6.1.4 Наиболее распространенной причиной разрушения железобетонных конструкций является коррозия арматуры. Неблагоприятным фактором служит проникновение хлоридов. В нормальных условиях высокощелочная среда бетона защищает металлические изделия от коррозии. Хлориды могут свести на нет это влияние, даже если щелочность окружающего бетона достаточна высока. Данное ухудшение, как правило, происходит локально, приводя к локальной коррозии стальных элементов.

Источниками хлоридов могут служить различные вещества, в том числе антигололедные составы, используемые на дорогах, и морская вода (в окружающей морской среде). Скорость, с которой хлориды проникают в бетон, зависит, главным

образом, от плотности, структуры и качества бетона и может описываться зависимостями диффузионных процессов.

6.1.5 Щелочность бетона может быть снижена благодаря воздействию углекислого газа. Процесс начинается на поверхности бетона и с течением времени постепенно проникает в бетон, приводя к снижению щелочной среды в бетоне. Естественная защита арматуры может быть утрачена, если процесс карбонизации достигает уровня арматуры.

6.1.6 При проектировании необходимо учитывать возможность проникновения воды с мостового полотна внутрь полых конструкций.

Для бетонных поверхностей, защищаемых гидроизоляцией, рекомендуемый класс внешнего воздействия принимается ХС3.

ПРИМЕЧАНИЕ Состав бетона определяет как защиту арматуры, так и сопротивляемость бетона воздействиям. В Приложении Е СН РК EN1992-1-1:2004/2011 указаны индикативные классы прочности бетона на сжатие для определенных условий окружающей среды. Если это приводит к выбору более высокого класса прочности на сжатие, чем это необходимо по расчетам на силовые воздействия, то в таких случаях необходимо принять значение f_{ctm} более высокого класса прочности на сжатие для расчета минимального количества арматуры и проверки ширины раскрытия трещин.

6.1.7 Если используются антигололедные реагенты, то все открытые бетонные поверхности в пределах 6 м от проезжей части по горизонтали или в пределах 6 м под проезжей частью должны рассматриваться как подвергающиеся непосредственному воздействию этих реагентов.

Кроме того, верхние поверхности опор под температурными швами (деформационными швами) также должны рассматриваться как подвергающиеся непосредственному воздействию реагентов.

ПРИМЕЧАНИЕ Для поверхностей, подвергающихся непосредственному воздействию антигололедных реагентов, рекомендуемые классы внешнего воздействия XD3 и XF2 или XF4 в зависимости от характеристик слоя бетона, приведенных в Таблицах 6.4 и 6.5 для классов XD.

6.2. Защитный слой бетона

6.2.1 Общие положения

6.2.1.1 Под защитным слоем бетона понимается расстояние от поверхности арматуры (включая хомуты, связи и рабочую арматуру) до ближайшей поверхности бетона.

6.2.1.2 Номинальная толщина защитного слоя бетона c_{nom} указывается в рабочих чертежах и определяется как сумма минимальной толщины c_{min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

6.2.2 Минимальная толщина защитного слоя c_{min}

6.2.2.1 Минимальная толщина защитного слоя c_{min} должна обеспечивать:

- а) надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- б) защиту стали от коррозии (долговечность);
- в) соответствующую при необходимости огнестойкость.

6.2.2.2 [4.4.1.2(2)Р] Минимальная толщина защитного слоя бетона c_{min} должна назначаться как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния воздействия окружающей среды

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}, \quad (6.2)$$

где

$c_{min,b}$ — минимальная толщина из условия сцепления,

$c_{min,dur}$ — минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды,

$\Delta c_{dur,\gamma}$ — дополнительный элемент надежности,

$\Delta c_{dur,st}$ — уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали,

$\Delta c_{dur,add}$ — уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты.

6.2.2.3 [4.4.1.2(3)] Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина защитного слоя должна быть не менее $c_{min,b}$, указанной в Таблице 6.2

Таблица 6.2 [4.2] — Минимальная толщина защитного слоя $c_{min,b}$, требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Распределенные стержни	Минимальная толщина защитного слоя $c_{min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр \varnothing_n (см. пункт 8.9.1 СН РК EN1992-1-1:2004/2011)
¹⁾ Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $c_{min,b}$ следует принимать при натяжении на бетон:

- а) круглые каналы: диаметр;
- б) прямоугольные каналы: большее из значений — меньшего размера и половины большего размера;

Защитный слой более 80 мм не используется ни для круглых, ни для прямоугольных каналов.

Рекомендуемые значения при натяжении на стенде:

- а) 1,5-кратный диаметр каната или гладкой проволоки;
- б) 2,5-кратный диаметр рифленой проволоки.

6.2.2.4 Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ для арматурной стали и напрягаемой арматуры в нормальном бетоне зависит от классов воздействия окружающей среды и структурных классов.

ПРИМЕЧАНИЕ Для конструкций с проектной долговечностью 50 лет рекомендуется структурный класс S4, с учетом индикативных классов прочности бетона, приведенных в Приложении Е СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и принятой модификации структурных классов в Таблице 6.3 Рекомендуемым минимальным структурным классом является S1.

Таблица 6.3 [4.3N]— Рекомендуемая структурная классификация

Структурный класс							
Критерий	Класс воздействия окружающей среды по Таблице 6.1						
	X0	XC1	XC2 /XC3	XC4	XD1	XD2 /XS1	XD3/XS2 /XS3
Срок службы 100 лет	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2
Класс прочности на сжатие ^{1), 2)}	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C35/45 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C45/55 Снизить класс на 1
Элемент с плитной геометрией (положение арматуры не влияет на строительный процесс)	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1
Подтвержден особый контроль качества производства бетона	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1

¹⁾ Класс прочности и значение водоцементного отношения должны рассматриваться как зависимые величины. Особый состав бетона (тип цемента, водоцементного отношения, наполнители) должен применяться, чтобы получить низкую проницаемость.

²⁾ Требуемые классы прочности могут быть снижены на один класс, если воздухопроницаемость более 4 %.

6.2.2.5 Рекомендуемые значения для $c_{min,dur}$ принимаются по Таблице 6.4 для арматурной стали и Таблице 6.5 для напрягаемой арматуры.

Таблица 6.4 [4.4N] – Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности арматурной стали

В миллиметрах

Требования окружающей среды для $c_{min,dur}$							
Структурный класс	Класс воздействия окружающей среды по Таблице 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблица 6.5 [4.5N] — Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности напрягаемой стали

В миллиметрах

Требования окружающей среды для $c_{min,dur}$							
Структурный класс	Класс воздействия окружающей среды по Таблице 6.1						
	X0	XC1	XC2 /XC3	XC4	XD1 /XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

6.2.2.6 Защитный слой может быть увеличен с учетом дополнительного элемента надежности $\Delta c_{dur,\gamma}$. В соответствии с национальным приложением $\Delta c_{dur,\gamma}$ принимается равным нулю.

6.2.2.7 При использовании нержавеющей стали или в результате других особых мероприятий минимальный защитный слой может быть уменьшен на значение $\Delta c_{dur,st}$. В соответствии с национальным приложением $\Delta c_{dur,st}$ принимается равным нулю.

6.2.2.8 Для бетона с дополнительной защитой (например, покрытием) минимальная толщина защитного слоя может быть уменьшена на значение $\Delta c_{dur,add}$. В соответствии с национальным приложением $\Delta c_{dur,add}$ принимается равным нулю.

6.2.2.9 Если монолитный бетон укладывается на существующий бетонный элемент (сборный или монолитный, уложенный на стройплощадке), то минимальная толщина защитного слоя бетона от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена.

Рекомендуемое уменьшение является значением, требуемым для обеспечения сцепления при соблюдении следующих условий:

- класс прочности имеющейся бетонной поверхности должен быть не ниже C25/30;
- имеющая бетонная поверхность не должна подвергаться воздействию окружающей среды в течение более чем 28 дней;
- имеющаяся бетонная поверхность должна быть шероховатой.

6.2.2.10 Для неровных поверхностей бетона, например с обнаженным заполнителем, минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм. Если поверхность бетона подвержена абразивному износу, вызываемому льдом или твердыми частицами, переносимыми водой, то минимальная толщина защитного слоя бетона должна быть увеличена не менее чем на 10 мм.

6.2.2.11 [4.4.1.2(13)] Если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно СТ РК EN 206-1-2011. В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя c_{min} может быть увеличена для класса износа XM1 на k_1 , для XM2 — на k_2 и для XM3 — на k_3 .

ПРИМЕЧАНИЕ Класс износа XM1 означает средний режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок — от частого воздействия автотранспорта на пневматических шинах. Класс износа XM2 означает тяжелый режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок — от частого воздействия погрузчиков на пневматических или сплошных резиновых шинах. Класс износа XM3 означает экстремальный режим износа, как, например, конструктивных элементов промышленных площадок — от частого воздействия погрузчиков на эластомерных или стальных шинах гусеничного транспорта.

Значения k_1 , k_2 и k_3 принимаются равными 5, 10 и 15 мм.

6.2.2.12 Открытые бетонные поверхности ездового полотна автодорожных мостов, не имеющие гидрофобных свойств, или дорожной одежды, классифицируются как относящиеся к классу трения XM2.

6.2.3 Допустимые отклонения при проектировании

6.2.3.1 Кроме минимальной толщины защитного слоя c_{min} , требуемая номинальная толщина защитного слоя бетона c_{nom} , должна быть увеличена и на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения Δc_{dev} . В соответствии с национальным приложением величина Δc_{dev} принимается равным 10 мм.

Величина допустимого отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена в следующих ситуациях:

- если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допустимого отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм} \quad (6.3)$$

- если при контроле используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут отбракованы, то величина допустимого отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм} \quad (6.4)$$

6.2.3.2 [4.4.1.3(4)] Для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное значение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя должна составлять не менее $k_1 = 40$ мм, при укладке бетона по подготовленному грунту (включая стяжки) и $k_2 = 75$ мм, при укладке бетона непосредственно по грунту. Защитный слой до арматуры при других видах поверхности, например при абразивной обработке или с обнаженным выступающим заполнителем, также необходимо увеличить с учетом неровности на 5 мм.

ПРИМЕР 6.1

Исходные данные: Требуется запроектировать балки пролетного строения моста. Класс бетона по прочности на сжатие, принятый при проектировании С35/45. Требуемый срок службы балок пролетного строения моста 100 лет. Условия окружающей среды, при которых будет эксплуатироваться пролетное строение, по Таблице 6.1 соответствуют классу воздействия ХС3.

Определить: Структурный класс балок пролетного строения моста.

Решение: В соответствии с Таблицей Е.1N Приложения Е СН РК ЕН 1992-1-1:2004/2011 класс бетона балок пролетного строения в зависимости от класса воздействия окружающей среды должен быть не менее индикативного (минимального) класса бетона по прочности на сжатие. Принятый при проектировании класс бетона С35/45 превышает индикативный класс бетона С30/37, допустимый при классе воздействия окружающей среды ХС3.

Для различных классов воздействия окружающей среды и индикативных классов прочности бетона, приведенных в Приложении Е СН РК ЕН 1992-1-1:2004/2011, рекомендуется принимать структурный класс S4 для конструкций с проектной долговечностью 50 лет.

В связи с тем, что требуется обеспечить 100 лет эксплуатации балок пролетного строения, то в соответствии с Таблицей 6.3 при классе воздействия ХС3 необходимо повысить структурный класс конструкций на 2 класса.

Так как класс бетона, принятый при проектировании балок пролетного строения равен классу бетона, приведенному в Таблице 6.3, необходимо понизить структурный класс конструкций на 1 класс.

Процесс строительства не влияет на положение арматуры в плите проезжей части балок пролетных строений, и, в связи с этим, согласно Таблице 6.3 необходимо понизить структурный класс конструкций на 1 класс.

Таким образом, окончательный структурный класс балок пролетного строения моста принимается S4.

ПРИМЕР 6.2

Исходные данные: На Рисунке 6.1 дано прямоугольное сечение стойки. Бетон стойки принят класса по прочности на сжатие C35/45. Армирование стойки - ненапрягаемая арматура диаметром 28 мм. Класс воздействия окружающей среды ХС3. Срок службы конструкции составляет 100 лет.

Определить: Номинальную толщину защитного слоя бетона.

Решение: Номинальная толщина защитного слоя бетона c_{nom} должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{min} (см. подпункт 6.2.2.2) и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} (см. 6.2.3.1)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Минимальную толщину защитного слоя c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}$$

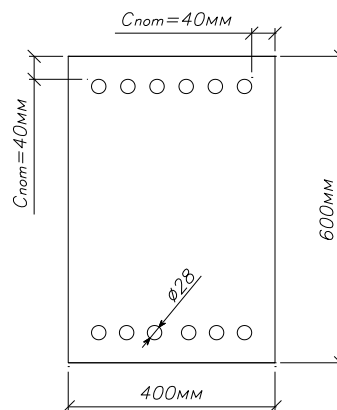


Рисунок 6.1 – Поперечное сечение стойки

В соответствии с Таблицей 6.2 для стержневой арматуры величина $c_{min,b}$ принимается равной диаметру стержня $c_{min,b} = 28 \text{ мм}$

В соответствии с подпунктами 6.2.2.4 и 6.2.2.5 минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ для стержневой арматуры зависит от соответствующего класса воздействия,

принимаемого из Таблицы 6.1 и структурного класса из Таблицы 6.4 с учетом модификации структурных классов по Таблице 6.3. Для конструкций с проектной долговечностью 50 лет рекомендуется принимать структурный класс S4.

При проектной долговечности 100 лет в соответствии с Таблицей 6.3 при классе воздействия ХС3 необходимо повысить структурный класс стойки на 2 класса.

Так как класс бетона, принятый при проектировании стойки равен классу бетона, приведенному в Таблице 6.3, необходимо понизить структурный класс нашей конструкции на 1 класс.

Таким образом, для стойки принимается структурный класс S5.

При классе воздействия ХС3 и структурном классе S5 в соответствии с Таблицей 6.4 минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условия обеспечения проектной долговечности принимается $c_{min,dur} = 30$ мм

В соответствии с подпунктами 6.2.2.6, 6.2.2.7 и 6.2.2.8 принимается:

$$\Delta c_{dur,y} = 0; \quad \Delta c_{dur,st} = 0; \quad \Delta c_{dur,add} = 0.$$

Минимальная толщина c_{min} принимается как большее значение из условия

$$c_{min} = \max \{28; 30 + 0 - 0 - 0; 10\}$$

Минимальное значение c_{min} принимается равным $c_{min} = 30$ мм.

В соответствии с подпунктом 6.2.3.1 допустимое отрицательное отклонение Δc_{dev} принимается равным $\Delta c_{dev} = 10$ мм

Таким образом, номинальная толщина защитного слоя бетона стойки должна составлять $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40$ мм

7 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

7.1 Общие требования к расчетам

7.1.1 Железобетонные мосты должны проектироваться таким образом, чтобы на всех стадиях жизненного цикла их конструкции и элементы воспринимали все воздействия с заданным уровнем безопасности. Являясь системами целевого назначения, мосты должны удовлетворять предъявляемым им требованиям нормальной эксплуатации.

7.1.2 Надежность определяется тремя составляющими – безопасностью, пригодностью к нормальной эксплуатации и долговечностью. Основным показателем надежности строительных объектов является невозможность превышения в них предельных состояний при действии наиболее неблагоприятных сочетаний расчетных нагрузок в течение расчетного срока службы.

7.1.3 При проектировании необходимо учитывать следующие предельные состояния:

- первая группа предельных состояний (ULS) - состояния, превышение которых ведет к потере несущей способности строительных конструкций (разрушение любого характера - пластическое, хрупкое, усталостное, потеря устойчивости, любые явления, из-

за которых прекращается эксплуатация, например, чрезмерное раскрытие трещин, свидетельствующее о пластических деформациях арматуры);

- вторая группа предельных состояний (SLS) - состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация мостовых конструкций, исчерпывается ресурс их долговечности или нарушаются условия комфортности (достижение предельных деформаций конструкций (например, предельных прогибов, углов поворота) исходя из технологических, конструктивных или эстетико-психологических требований, образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию моста);

- особые предельные состояния - состояния, возникающие при особых воздействиях и ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями.

7.1.4 Расчеты по предельным состояниям ULS выполняют с использованием частных коэффициентов надежности, в расчетах по предельным состояниям SLS – коэффициенты надежности принимаются равными единице.

7.1.5 Частные коэффициенты для воздействий приведены в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и Приложении A2 к нему для мостов вместе с правилами для комбинации нагрузок. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 [см. 2.4.2.1 - 2.4.2.3] определяет характерные частные коэффициенты воздействий, которые необходимо использовать при проектировании железобетонных мостов для учета усадочной деформации, предварительного напряжения и усталостных нагружений.

7.1.6 Для железобетонных конструкций базовые требования раздела 2 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 считаются выполненными, если совместно применяются:

- метод предельных состояний в сочетании с методом частных коэффициентов в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011;
- воздействия в соответствии с требованиями СН РК EN 1991;
- сочетания воздействий в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011;
- требования по прочности, долговечности и эксплуатационной пригодности по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, СН РК EN 1992-2:2005/2011.

7.2 Геометрические параметры

7.2.1 Эффективная ширина полки (все предельные состояния)

7.2.1.1 В широких полках возможность сдвига в плоскости приводит к неравномерному распределению изгибающего напряжения по ширине полки. Этот эффект известен как сдвиговое запаздывание. Поэтому напряжение в полке, граничащей со стенкой балки, оказывается больше, чем ожидается из анализа сечений с поперечными сечениями брутто (по зависимостям теории сопротивления материалов), в то время как напряжение в полке, удаленной от стенки – меньше. Это сдвиговое запаздывание приводит к явной потере жесткости сечения при изгибе.

Определение фактического распределения напряжений в полке представляет собой сложную задачу, которая может быть решена с использованием метода конечных

элементов. В случае, когда бетон без трещин, все достаточно просто. Если происходят образование трещин и изгиб оси продольной арматуры, то перераспределение усилий в сечении зависит и от работы поперечной арматуры. Адекватный учет этих эффектов значительно усложняет конечно-элементную модель.

7.2.1.2 В балках таврового сечения эффективная ширина полки, для которой может быть принято постоянное напряжение, зависит от размеров стенки и полки балки, вида нагрузки, величины пролета, условий опирания и поперечного армирования.

Эффективную ширину плиты, как правило, необходимо определять на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов, как это показано на Рисунке 7.1.

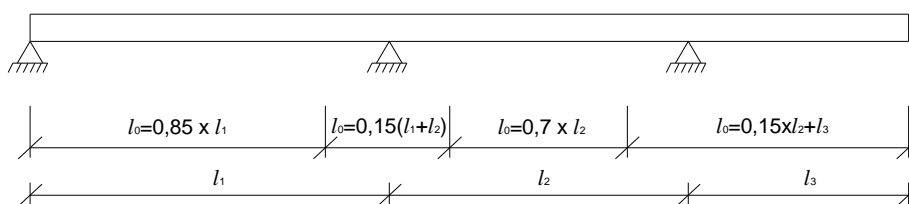


Рисунок 7.1 — Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

7.2.1.3 Правила для определения эффективной (рабочей) ширины плиты могут быть использованы для полок других элементов, например балок коробчатого сечения. Влияние сдвигового запаздывания является наибольшим в местах с высоким значением поперечной силы, где эпюра усилий в полках сильно изменяется. Следовательно, значения рабочей ширины для сечений у опор будут меньше, чем в аналогичных сечениях по длине пролета.

7.2.1.4 Для типовых сборных железобетонных балок пролетных строений где балки расположены близко друг к другу, фактическая ширина полки практически равна эффективной (рабочей) ширине.

Длина консоли l_3 должна составлять меньше половины соседнего пролета, а соотношение соседних пролетов должно быть от 2/3 до 1,5.

7.2.1.5 [5.3.2.1(3)] Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых и L-образных балок выводится из уравнения

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (7.1)$$

При этом

$$b_{eff,i} = 0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0 \leq 0,2 \times l_0 \quad \text{и} \quad (7.1a)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (7.1b)$$

(Обозначения см. на Рисунках 7.1 и 7.2.)

ПРИМЕР 7.1

Исходные данные: Дано неразрезное пролетное строение. Высота поперечного сечения постоянна. Длины пролетов строения и поперечное сечение указаны на Рисунках 7.3 и 7.4.

Определить: Эффективную ширину плиты пролетного строения в середине второго пролета и на опоре №2.

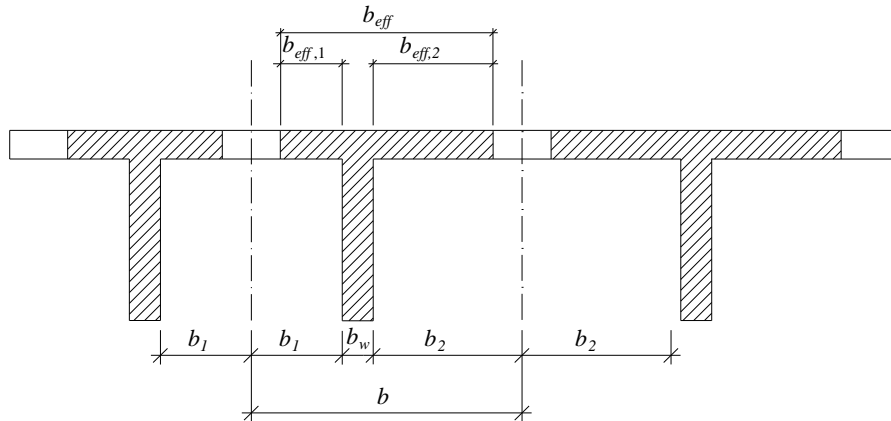


Рисунок 7.2 — Параметры эффективной ширины полки

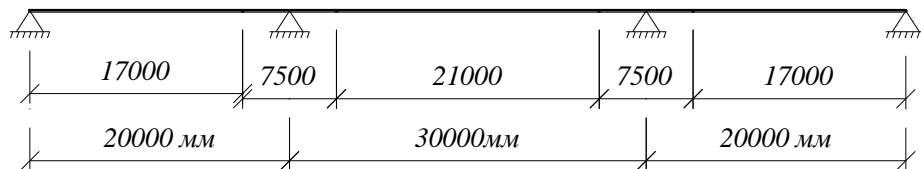


Рисунок 7.3 - Схема пролетного строения

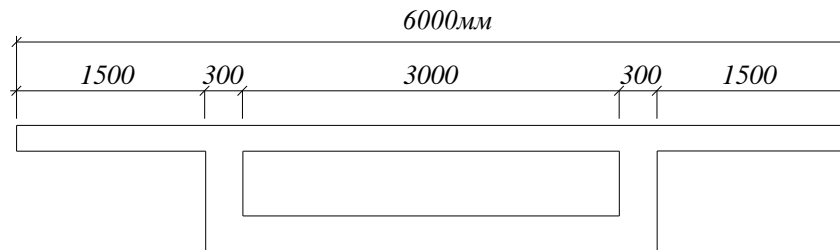


Рисунок 7.4 - Поперечное сечение пролетного строения

Решение:

- 1 Определение эффективной ширины плиты пролетного строения в середине второго пролета

Эффективная ширина не может превышать физическую ширину $b = 1500 + 300 + \frac{3000}{2} = 3300 \text{ мм}$. Это получается автоматически, если выполняется контроль за непревышением физических ширин на каждом участке.

Определим l_0 по формуле в соответствии с Рисунками 7.1 и 7.3

$$l_0 = 0,7 \times l_2 = 0,7 \times 30000 = 21000 \text{ мм}$$

По Формуле (7.1a) определим эффективную ширину консоли плиты пролетного строения:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times 1500 + 0,1 \times 21000 = 2400 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 21000 = 4200 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 2400 \text{ мм} > b_i = 1500 \text{ мм}$$

Так как условие (7.1б) не выполняется, то, следовательно, принимаем $b_{eff,i} = 1500 \text{ мм}$.

По Формуле (7.1a) определим эффективную ширину участка плиты между стенками коробки:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times \frac{3000}{2} + 0,1 \times 21000 = 2400 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 21000 = 4200 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 2400 \text{ мм} > b_i = 1500 \text{ мм}$$

Так как условие (7.1б) не выполняется, то, следовательно, принимаем $b_{eff,i} = 1500 \text{ мм}$

Определим полную эффективную ширину плиты

$$b_{eff,i} = \sum b_{eff,i} + b_w = 1500 + 1500 + 300 = 3300 \text{ мм} \leq b = 3300 \text{ мм}$$

Условие выполнено.

2 Определение эффективной ширины плиты пролетного строения на опоре 2

Определим l_0 по формуле

$$l_0 = 0,15 \times (l_1 + l_2) = 0,15 \times (30000 + 20000) = 7500 \text{ мм}$$

По формуле (7.1a) определим эффективную ширину консоли плиты пролетного строения:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times 1500 + 0,1 \times 7500 = 1050 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 1500 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 1050 \text{ мм} < b_i = 1500 \text{ мм}$$

Аналогично определим эффективную ширину участка плиты между стенками коробки:

$$b_{eff,i} = 0,2 \times \frac{3000}{2} + 0,1 \times 7500 = 1050 \text{ мм} \leq 0,2 \times l_0 = 1500 \text{ мм}$$

$$b_{eff,i} = 1050 \text{ мм} < b_i = 1500 \text{ мм}$$

Тогда полная эффективная ширина плиты составит:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 1050 + 1050 + 300 = 2400 \text{ мм} \leq b = 3300 \text{ мм}$$

Условие выполнено.

7.3 Расчет эффектов второго порядка при осевой нагрузке

7.3.1 Определения

Двухосный изгиб: одновременный изгиб вдоль двух главных осей.

Раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы,

для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

Потеря устойчивости при продольном изгибе: разрушение вследствие неустойчивости элемента или конструкции при действии преимущественно продольной силы без поперечной нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Определенная выше «потеря устойчивости при продольном изгибе» в реальных несущих конструкциях не является определяющим предельным состоянием, поскольку одновременно учитываются несовершенства и поперечные нагрузки, но номинальная критическая нагрузка может использоваться как параметр в некоторых методах для расчета эффектов второго порядка.

Критическая продольная нагрузка: нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости при продольном изгибе; для отдельных упругих элементов она является синонимом нагрузки Эйлера.

Расчетная длина: длина, используемая для учета формы кривой перемещений. Она также может быть определена как длина зоны продольного изгиба, т. е. длина шарнирно закрепленной по концам стойки с постоянной продольной силой, которая имеет такие же поперечные сечения и критическую продольную нагрузку, как фактический элемент.

Эффекты первого порядка: эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Отдельные (отдельно стоящие) элементы: элементы, которые действительно расположены отдельно, или элементы конструкции, которые в процессе расчета рассматриваются как отдельно стоящие. Примеры отдельных элементов с различными граничными условиями приведены на рисунке 7.5.

Номинальный момент с учетом эффектов второго порядка: момент с учетом эффектов второго порядка, который используется в определенных методах расчета, дающий общий момент, отвечающий предельному сопротивлению поперечного сечения.

Эффекты второго порядка: дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

7.3.1.1 Природа эффектов второго порядка - деформации первого порядка приводят к дополнительным моментам, вызванным осевыми силами, которые, в свою очередь, приводят к дальнейшему увеличению деформаций. Простейший случай – это консольная опора с осевыми и горизонтальными силами, действующими в верхней части как показано на Рисунке 7.6. Эффекты второго порядка можно рассчитать через анализ второго порядка, который учитывает эту дополнительную деформацию.

7.3.2 Упрощенные критерии для эффектов второго порядка

7.3.2.1 Критерий гибкости для отдельных элементов

7.3.2.1.1 Для определения гибкости при использовании упрощенных методов с целью определения эффектов второго порядка (без нелинейного компьютерного анализа

второго порядка) может быть применена концепция расчетной длины, а полученная гибкость может быть использована при определении эффектов второго порядка.

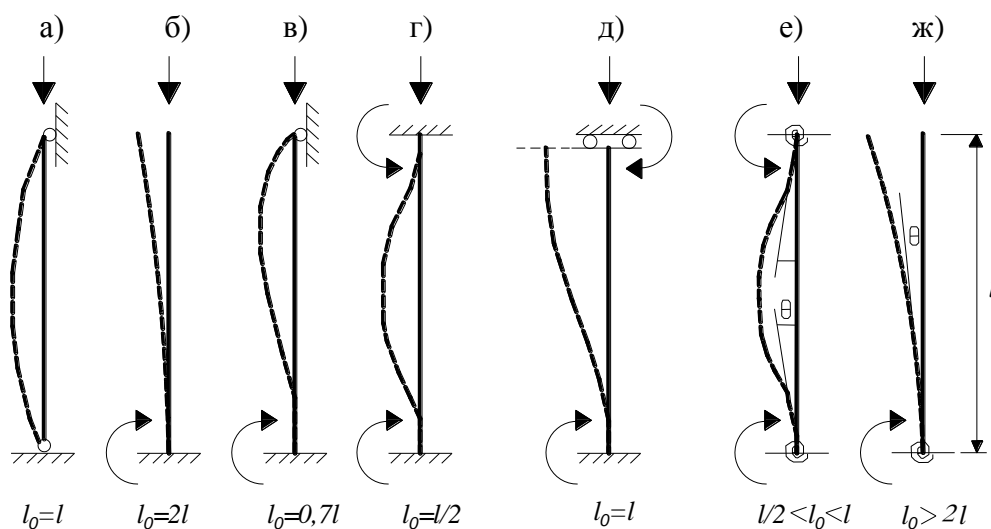


Рисунок 7.5 — Примеры различных форм потери устойчивости и соответствующая расчетная длина для отдельно стоящих элементов

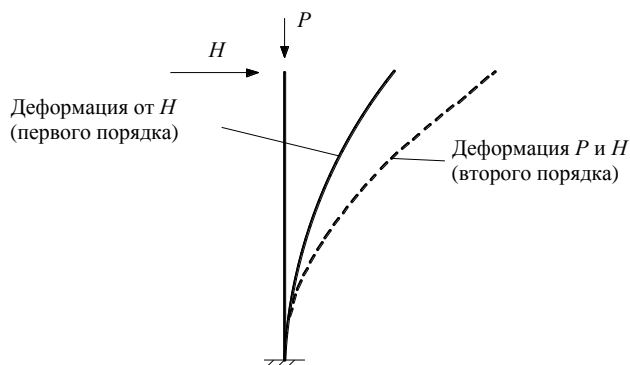


Рисунок 7.6— Деформации для изначально ровных опор с поперечной нагрузкой

7.3.2.1.2 Эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определенного значения λ_{lim} . Рекомендуемое значение гибкости следует определять

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}, \quad (7.2)$$

где $A = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef}}$ - если значение φ_{ef} неизвестно, A принимается равным 0,7;

$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega}$ - если значение ω неизвестно, B принимается равным 1,1;

$C = 1,7 - r_m$ - если значение r_m неизвестно, C принимается равным 0,7;

Если моменты на концах элемента M_{01} и M_{02} дают растяжение с одной и той же

стороны, то значение γ_m принимается как положительное (т. е. $C \leq 1,7$), в другом случае — как отрицательное (т. е. $C > 1,7$).

φ_{ef} — эффективный коэффициент ползучести, см. пункт 7.3.3.1 Формула (7.7);

$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$ — механический коэффициент армирования;

A_s — общая площадь продольной арматуры;

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$ — относительное продольное усилие.

7.3.2.1.3 Чем больше осевая сила, и, следовательно, n , тем в большей степени элемент заданного сечения будет восприимчив к развитию эффектов второго порядка, а, значит, тем ниже становится предельная гибкость. Более высокая предельная гибкость может быть достигнута там, где:

- а) ползучесть незначительная (поскольку жесткость участка бетона сжатого элемента в таком случае выше);
- б) высокий процент армирования (поскольку тогда общая жесткость элемента меньше подвержена снижению из-за трещинообразования);
- с) расположение максимума первого порядка не совпадает с местом максимального момента второго порядка.

7.3.2.1.4 Параметра r_m определяется из соотношения

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (7.3)$$

M_{01} , M_{02} — изгибающие моменты на концах элемента с учетом эффектов первого порядка. При обозначении моментов полагается, что $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Значение r_m принимается равным 1,0 в следующих случаях (т. е. $C = 0,7$):

- для раскрепленных элементов, в которых моменты возникают в результате эффектов первого порядка исключительно или преимущественно в результате несовершенств или поперечной нагрузки;
- для раскрепленных элементов в целом.

7.3.2.1.5 [5.8.3.1(2)] Для случая двухосного изгиба критерий гибкости необходимо проверять в каждом направлении отдельно. В зависимости от результатов этой проверки эффекты второго порядка:

- а) могут не учитываться в обоих направлениях;
- б) должны быть учтены в одном направлении или
- с) должны быть учтены в обоих направлениях.

7.3.2.2 Гибкость и расчетная длина для отдельных элементов

7.3.2.2.1 [5.8.3.2(1)] Гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (7.4)$$

где l_0 — расчетная длина элемента,

i — радиус инерции для сечения бетона без трещин.

7.3.2.2.2[5.8.3.2(3)] Для сжатых элементов регулярных рам критерий гибкости должен быть проверен с учетом расчетной длины l_0 , определенной следующим образом:

— для раскрепленных элементов (см. Рисунок 7.5е)

$$l_0 = 0,5l \times \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \times \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}; \quad (7.5a)$$

— для нераскрепленных элементов (см. рисунок 7.6г):

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \times \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}, \quad (7.5б)$$

где k_1, k_2 — значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно;

$$k = \frac{\theta}{M} \times \frac{EI}{l},$$

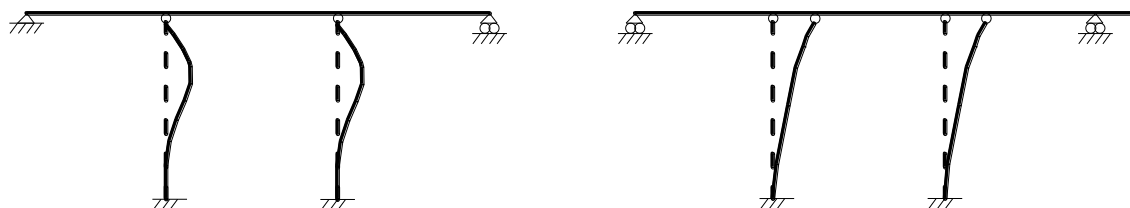
здесь θ — угол поворота раскрепляющего элемента при изгибающем моменте M , см. также Рисунки 7.5е и 7.5ж;

EI — изгибная жесткость сжатого элемента;

l — длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов.

ПРИМЕЧАНИЕ $k = 0$ — является теоретическим пределом для жесткого закрепления от поворота, а $k = \infty$ представляет собой предел при полном отсутствии закрепления от поворота. Так как полного закрепления от поворота на практике не встречается, то рекомендуется минимальное значение для k_1 и k_2 принимать равным 0,1.

7.3.2.2.3 Расчетные длины также могут быть получены для опор рамных мостов, если в силу гибкости их нельзя рассматривать как условно изолированные. В этом случае критическая сила и, следовательно, расчетная длина любой из опор зависит от нагрузки и геометрии других опор. Все опоры в состоянии повлиять на взаимодействие и выступать в качестве нежестких (Рисунок 7.7б).



(а) Продольный изгиб отдельных опор (жестких) (б) Полный продольный изгиб при боковом сносе (нежесткие)

Рисунок 7.7 – Жесткие и нежесткие опоры

Когда одна более жесткая опора или устой (Рисунок 7.7а) может предотвратить поперечное перемещение, другие опоры допускается для упрощения рассматривать как отдельные, а можно применить метод расчета нежестких опор для получения расчетной

длины следующим образом: существующие нагрузки прикладывают ко всем стойкам, затем увеличивая все нагрузки пропорционально до тех пор, пока не будет найдена форма потери устойчивости, включающая интересующую опору. N_b затем принимается за осевую нагрузку в этой опоре при продольном изгибе [2].

7.3.2.2.4 В отличие от случаев, изложенных в 7.3.2.2.2, например, в элементах с переменной продольной силой и/или поперечным сечением, следует проверить критерий по 7.3.2.1 с расчетной длиной, основанной на критической продольной силе (определенной, например, численным методом)

$$l_0 = \pi \times \sqrt{\frac{EI}{N_b}}, \quad (7.6)$$

где EI — соответствующая изгибная жесткость;

N_b — критическая продольная сила, относящаяся к этому значению EI (в формуле (7.3), как правило, i следует соотносить со значением EI).

Раскрепляющий эффект от поперечных элементов может учитываться при определении расчетной длины элементов с коэффициентом β . Коэффициент β зависит от условий опирания элементов.

7.3.2.2.5 Если смежный сжатый элемент (стойка) в узле может оказать влияние на поворот при потере устойчивости, тогда (EI/l) при определении k следует заменить на $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, при этом a и b относятся к сжатым элементам (стойкам) над и под узлом.

При определении расчетной длины жесткость раскрепляющих элементов следует определять с учетом образования трещин, кроме случаев, когда трещины не образуются.

7.3.3 Ползучесть

7.3.3.1 Ползучесть увеличивает деформации, поэтому требуется, чтобы влияние ползучести было учтено при анализе второго порядка. Для выполнения точного расчета необходимы зависимости «напряжение-деформация» для каждого сочетания нагрузок. Решение данной проблемы достигается путем определения эффективного значения коэффициента ползучести φ_{ef} , которое используется вместе с полной расчетной нагрузкой, по соответствующим значениям только от квазипостоянных нагрузок.

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \quad (7.7)$$

где:

$\varphi(\infty, t)$ — предельная характеристика ползучести по 5.1.4;

M_{0Eqp} — изгибающий момент с учетом эффекта первого порядка при квазипостоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности (SLS));

M_{0Ed} — изгибающий момент с учетом эффекта первого порядка при расчетном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности (ULS)).

ПРИМЕЧАНИЕ φ_{ef} может быть определен по полным значениям изгибающих моментов M_{0Eqp} и M_{0Ed} , но это требует выполнения последовательных итераций и проверки устойчивости при действии квазипостоянной нагрузки при $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t)$.

7.3.3.2 [5.8.4(3)-5.8.3.4(4)] Если отношение M_{0Eqp} / M_{0Ed} изменяется в элементе или конструкции, то оно может быть рассчитано для поперечного сечения с максимальным моментом или может быть применено репрезентативное среднее значение.

Влияние ползучести не учитывается, т. е. $\varphi_{ef} = 0$, если выполнены три следующих условия:

$$\varphi(\infty, t) \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h.$$

При этом M_{0Ed} является моментом, определенным с учетом эффекта первого порядка, а h — высотой поперечного сечения в соответствующем направлении.

ПРИМЕЧАНИЕ Если условия будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго порядка и ползучесть, кроме случаев, когда

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} \geq 0,25$$

ПРИМЕР 7.2

Исходные данные: Расчетная схема стойки опоры и ее поперечное сечение показаны на Рисунках 7.8 и 7.9. Бетон класса С 35/45. Относительная влажность воздуха RH 80%.

$E_{cm} = 34 \text{ ГПа}$ — секущий модуль упругости бетона класса С 35/45

$I_c = 1,296 \times 10^{11} \text{ мм}^4$ — момент инерции бетонного сечения стойки опоры

$A_s = 2338672 \text{ мм}^2$ — общая площадь продольной арматуры

$\theta / M = 7 \times 10^{-12} \text{ рад} / \text{кН} \times \text{м} = 7 \times 10^{-15} \text{ рад} / \text{Н} \times \text{м}$ — угол поворота раскрепляющего элемента при изгибе.

$M_{0Eqp} = 221 \text{ кН} \times \text{м}$ — характеристическое значение момента (SLS, без учета анализа второго порядка (в упругой стадии));

$M_{0Ed} = 250 \text{ кН} \times \text{м}$ — расчетное значение момента (ULS, без учета анализа второго порядка (в упругой стадии));

$N_{Ed} = 1600 \text{ кН}$ — расчетное значение продольного усилия.

$f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$ — расчетный предел текучести арматуры;

$f_{cd} = 19,83 \text{ МПа}$ — расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии.

$t_0 = 30 \text{ сут}$ — время приложения нагрузки

- Определить:
- 1 Свободную длину стойки опоры
 - 2 Гибкость стойки опоры.
 - 3 Предельное значение гибкости для стойки опоры.

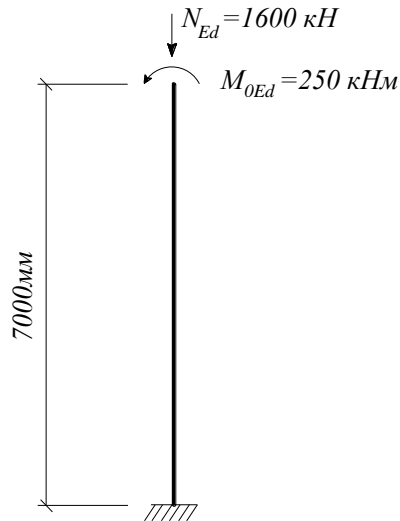


Рисунок 7.8 - Расчетная схема стойки опоры

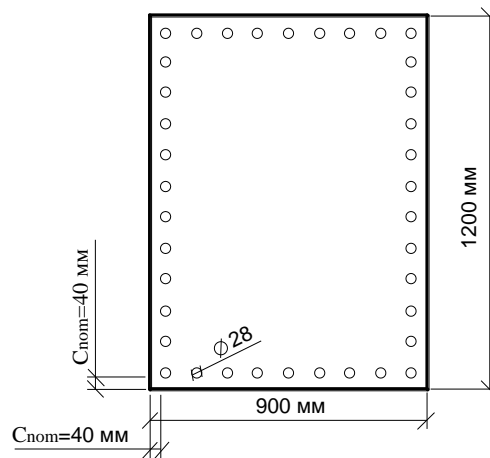


Рисунок 7.9 - Поперечное сечение стойки опоры

Решение:

- 1 Определение свободной длины стойки опоры

Выполним определение свободной длины элемента с учетом раскрепления в верхней и нижних частях в соответствии с 7.3.2.2.2

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1} \right) \times \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2} \right) \right\}$$

Определим коэффициенты k_1 и k_2

$$k_1 = \frac{\theta}{M} \times \frac{E_{cm} \times I_c}{l} = \frac{7 \times 10^{-15} \times 34 \times 10^3 \times 1,296 \times 10^{11}}{1000 \times 7000} = 4,41 \times 10^{-6}$$

$k_2 = \infty$ — в соответствии с рекомендациями

$$l_0 = l \times \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \times \frac{4,41 \times 10^{-6} \times \infty}{4,41 \times 10^{-6} + \infty}}; \left(1 + \frac{4,41 \times 10^{-6}}{1 + 4,41 \times 10^{-6}} \right) \times \left(1 + \frac{\infty}{1 + \infty} \right) \right\}$$

$$l_0 = l \times \max \{1, 0; 2, 0\}$$

$$l_0 = 2,0 \times l = 14,0 \text{ м}$$

$$14,0 \text{ м} = 2 \times l = 14,0 \text{ м}$$

Для данного примера коэффициент свободной длины примерно равен коэффициенту по схеме 7.5б) при абсолютно жестком защемлении.

Принимаем $l_0 = 14,0 \text{ м}$

2 Определение гибкости стойки опоры

Гибкость используется в критериях необходимости учета эффектов второго порядка, а также в упрощенных методиках определения этого эффекта.

Гибкость стойки опоры определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где i - радиус инерции поперечного сечения стойки опоры без трещин

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,296 \times 10^{11}}{900 \times 1200}} = 346,41 \text{ мм}$$

Гибкость стойки:

$$\lambda = \frac{14000}{346,41} = 40,4$$

3 Определение предельного значения гибкости стойки опоры

В соответствии с пунктом 7.3.2.1.2 необходимо осуществить проверку - если значение гибкости стойки не превышает значение предельной гибкости, то, возможно (так как могут не выполняться другие критерии), не потребуется учитывать эффекты второго порядка

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

По Формуле (7.2) определим предельную гибкость стойки опоры

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

Заметим, что при отсутствии данных и при эскизных расчетах по рекомендациям, изложенным в пункте 7.3.2.1.2 можно принимать $A=0,7$; $B=1,1$; $C=0,7$

В нашем примере определим коэффициенты А, В, С в соответствии с зависимостями, приведенными в пункте 7.3.2.1.2

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef}}$$

Определим эффективный коэффициент ползучести, необходимый для вычисления коэффициента А

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\varphi(\infty, t)$ - коэффициент ползучести, вычисляемый как

$$\varphi(\infty, t) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$$

где φ_0 - условный коэффициент ползучести.

$$\beta_c(t, t_0) = 1 \text{ при } t = \infty$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

Входящее в выражение среднее значение прочности бетонного цилиндра на сжатие

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ МПа}$$

Определим φ_{RH} коэффициент, характеризующий влияние влажности на коэффициент ползучести

Для $f_{cm} > 35 \text{ МПа}$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2$$

Величина приведенного размера поперечного сечения балки h_0 определяется по формуле

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 900 \times 1200}{4200} = 514,28 \text{ мм} \approx 514 \text{ мм}$$

A_c - площадь бетонного сечения

u - периметр сечения

α_1, α_2 - коэффициенты влияния прочности бетона

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,865$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,96$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{514}} \times 0,865 \right] \times 0,96 = 1,17$$

Определим параметр $\beta(f_{cm})$, учитывающий влияние прочности бетона на условный коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

Определим параметр $\beta(t_0)$, учитывающий влияние возраста бетона на условный коэффициент ползучести φ_0

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 30^{0,2})} = 0,48$$

Величина условного коэффициента ползучести φ_0 равная коэффициенту ползучести $\varphi(\infty, t)$, так как $\beta_c(t, t_0) = 1$ при $t = \infty$ имеет следующее значение

$$\varphi(\infty, t) = \varphi_0 = 1,17 \times 2,56 \times 0,48 = 1,44$$

Условия, при которых не требуется определять эффективный коэффициент ползучести в соответствии с пунктом 7.3.3.2:

$$\varphi(\infty, t) = 1,44 \leq 2$$

$$\lambda = 40,4 \leq 75$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{250000000}{1600000} = 156,25 \text{ мм} < h = 1200 \text{ мм}$$

h - высота сечения в плоскости действия момента

Условие $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$ не выполняется, требуется вычисление значения предельной

гибкости с учетом эффективного коэффициента ползучести

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t) \times M_{0Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{1,44 \times 221}{250} = 1,27$$

$$\text{Таким образом, } A = \frac{1}{1 + 0,2 \times 1,27} = 0,797 = 0,8$$

Выражение для вычисления B

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega}$$

ω — механический коэффициент армирования

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{23386,72 \times 434,8}{1200 \times 900 \times 19,83} = 0,475$$

где A_s — общая площадь продольной арматуры;

A_c — общая площадь бетонного сечения

f_{yd} — расчетный предел текучести арматуры;

f_{cd} — расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии.

$$B = \sqrt{1 + 2 \times 0,475} = 1,40$$

$$C = 1,7 - r_m$$

r_m — отношение изгибающих моментов

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

M_{01}, M_{02} — моменты на концах элемента с учетом эффектов первого порядка. При обозначении моментов полагается, что $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

В нашем случае принимаем $C=0,7$ ($|M_{02}| = |M_{01}| = 250$ одного знака), так как $r_m = 1$

Относительное продольное усилие n :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1600000}{1200 \times 900 \times 19,83} = 0,075$$

N_{Ed} — расчетное значение продольного усилия.

Предельная гибкость стойки опоры:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times 0,8 \times 1,40 \times 0,7}{\sqrt{0,075}} = 57,4$$

$$40,4 \leq 57,4$$

Гибкость ниже предельного значения, следовательно, нет необходимости в учете эффектов второго порядка.

7.3.4 Методы расчета

Рассматриваются следующие расчетные методы:

1. Общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка;
2. Метод, основанный на номинальной жесткости;
3. Метод, основанный на номинальной кривизне.

При применении общего метода (1) могут быть использованы зависимость (5.15) и 5.2.3 (см. Рисунок 5.9). На основе расчетных значений диаграмм «напряжение – относительная деформация» определяется расчетное значение предельной нагрузки при учете 5.8.6(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Ползучесть бетона может быть учтена умножением всех значений относительных деформаций диаграммы «напряжение – относительная деформация» для бетона на коэффициент $(1+\varphi_{ef})$, где φ_{ef} является эффективным коэффициентом ползучести бетона согласно пункта 7.3.3.

Метод (2) может применяться как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если предварительно рассчитаны значения номинальной жесткости.

Метод (3) подходит преимущественно для отдельных элементов. Он может быть применен для расчета конструкций в целом, если предпосылки расчета в части распределения кривизны являются таким упрощением, что значения кривизны по модели близки к реальным значениям.

Метод (2) при малых значениях эффективного коэффициента ползучести ($\varphi_{ef} < 0,5$) или высоком содержании арматуры (переармированные сечения) по сравнению с методом (3) дает заниженное значение общего расчетного момента. И, наоборот, при $\varphi_{ef} > 0,5$ и

нормально армированных сечений общий расчетный момент, полученный по методу (3) будет иметь более низкое значение, чем по методу (2).

7.3.4.1 Метод, основанный на номинальной жесткости

7.3.4.1.1 Данный метод является наиболее подходящим при определении эффектов второго порядка для металлических конструкций, где жесткость (EI) можно считать постоянной вплоть до текучести. Для бетонных конструкций ситуация сложнее из-за значительной нелинейности, связанной с трещинообразованием, а так же нелинейности работы материала и без трещин. В результате, EI для данной осевой силы уменьшается с увеличением момента и не является однозначно определенной. Подпункт 7.3.4.1 позволяет учесть эффекты второго порядка железобетонного сечения путем определения «номинальной жесткости» EI для данного поперечного сечения, зависящего от следующих параметров:

- а) Армирования сечения;
- б) Осевого усилия в элементе;
- с) Прочности бетона;
- д) Ползучести бетона;
- е) Гибкости элемента.

7.3.4.1.2 Номинальная жесткость гибких сжатых элементов с различными поперечными сечениями определяется по формуле

$$EI = K_c \times E_{cd} \times I_c + K_s \times E_s \times I_s, \quad (7.8)$$

где E_{cd} — расчетное значение модуля упругости бетона

I_c — момент инерции поперечного сечения бетона;

E_s — расчетное значение модуля упругости арматуры;

I_s — момент инерции арматуры относительно центра тяжести бетонного поперечного сечения;

K_c — коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести и т.п;

K_s — коэффициент, учитывающий влияние арматуры.

7.3.4.1.3 В Формуле (7.8) следует использовать параметры, с учетом, что $\rho = (A_s / A_c) \geq 0,002$:

$$K_s = 1,$$

$$K_c = \frac{k_1 \times k_2}{1 + \varphi_{ef}},$$

где ρ - геометрический коэффициент армирования;

A_s - общая площадь поперечного сечения арматуры;

A_c - общая площадь поперечного сечения бетона;

φ_{ef} - эффективный коэффициент ползучести;

k_1, k_2 - коэффициенты, зависящие от класса прочности бетона f_{ck} и относительного продольного усилия $n = N_{Ed} / A_c \times f_{cd}$ и гибкости λ соответственно.

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}, \text{ МПа} \quad (7.9)$$

$$k_2 = n \times \frac{\lambda}{170} \leq 0,2 \quad (7.10)$$

Если не определена гибкость λ , коэффициент k_2 может быть определен по зависимости

$$k_2 = n \times 0,3 \leq 0,2 \quad (7.11)$$

При геометрическом коэффициенте армирования $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,01$ в формуле (7.8) как упрощенная альтернатива могут быть использованы следующие коэффициенты:

$$K_s = 0, \quad (7.12)$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef}}, \quad (7.13)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Упрощенная альтернатива может использоваться в качестве первого шага, за которым следует более точный расчет.

7.3.4.1.4 [5.8.7.2(4)] В статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах. Формулы (7.8)÷(7.13) в общем случае не распространяются на такие элементы. Для упрощения могут быть рассмотрены поперечные сечения, полностью пересеченные трещиной. Жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона.

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (7.14)$$

где E_{cd} — расчетное значение модуля упругости, определяемо как $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ при $\gamma_{CE} = 1,2$.

7.3.4.1.5 [5.8.7.3(1)] Общий расчетный момент, включая момент с учетом эффектов второго порядка, рассчитывается путем увеличения изгибающих моментов, которые были определены с учетом эффектов первого порядка, а именно

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \times \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right], \quad (7.15)$$

где M_{0Ed} — момент с учетом эффектов первого порядка, см. 7.3.4.2.3;

β — коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка, см. 7.3.4.1.6;

N_{Ed} — расчетное значение продольного усилия;

N_B — критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости.

7.3.4.1.6 [5.8.7.3(2)] Для отдельных элементов с постоянным поперечным сечением и продольным усилием, момент с учетом эффекта второго порядка может быть принят исходя из синусоидального распределения. Тогда

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}, \quad (7.16)$$

где c_0 — коэффициент, который зависит от распределения момента (формы эпюры) с учетом эффектов первого порядка (например, $c_0 = 8$ при постоянном моменте с учетом эффектов первого порядка, $c_0 = 9,6$ — при параболическом очертании и $c_0 = 12$ — при симметричном треугольном распределении и т. д.).

7.3.4.1.7 [5.8.7.3(3)] Для элементов конструкции без поперечной нагрузки отличающиеся друг от друга концевые изгибающие моменты с учетом эффектов первого порядка, M_{01} и M_{02} , могут быть заменены эквивалентным моментом с учетом эффектов первого порядка, M_{0e} , согласно 7.3.4.2.3. При принятии постоянного момента с учетом эффектов первого порядка, как правило, необходимо принимать $c_0 = 8$.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $c_0 = 8$ действительно так же для элементов с изгибом в двух направлениях. Следует указать на то что в некоторых случаях в зависимости от гибкости и продольного усилия, концевые моменты могут быть больше, чем увеличенный эквивалентный момент.

7.3.4.1.8 В случае, когда условия, указанные в 7.3.4.1.6 или 7.4.3.1.7, не применимы, то $\beta = 1$. Формула (7.15) может быть приведена к следующему виду:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - N_{Ed} / N_B} \quad (7.17)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Указания 7.3.4.1.8 действительны также для общего расчета определенных типов конструкций, например для конструкций, которые подкреплены поперечными стенами, или более простых, когда главным эффектом воздействия являются изгибающие моменты в раскрепляющих элементах.

7.3.4.2 Метод, основанный на номинальной кривизне

7.3.4.2.1 Данный метод, в первую очередь, предназначен для использования с элементами, которые могут рассматриваться как изолированные с соответствующими граничными условиями. Момент первого порядка, включая момент от начальных несовершенств, добавляется к моменту от дополнительного максимального прогиба. Расчетный момент определяется по формуле

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (7.18)$$

где M_{0Ed} — момент с учетом эффектов первого порядка, включая влияние несовершенств;

M_2 — номинальный момент с учетом эффектов второго порядка.

7.3.4.2.2 Максимальное значение M_{Ed} рассчитывается из распределения M_{0Ed} и M_2 , причем последнее может быть принято параболическим или синусоидальным вдоль расчетной длины.

ПРИМЕЧАНИЕ Для статически неопределимых элементов конструкции M_{0Ed} определяется для фактических краевых условий, причем M_2 зависит от краевых условий по расчетной длине.

7.3.4.2.3 [5.8.8.2(2)] Для элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов, различающиеся концевые изгибающие моменты с учетом эффектов первого порядка, M_{01} и M_{02} (Рисунок 7.10), могут быть заменены эквивалентным моментом с учетом эффектов первого порядка, M_{0e} .

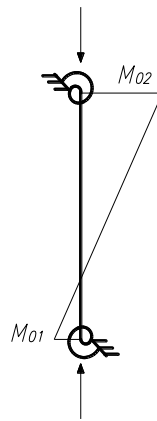


Рисунок 7.10 - Концевые моменты первого порядка

$$M_{0e} = 0,6 \times M_{02} + 0,4 \times M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (7.19)$$

M_{01} и M_{02} имеют одинаковые знаки, если они вызывают растяжение на одной и той же стороне, в противном случае их знаки противоположные. Кроме этого, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

7.3.4.2.4[5.8.8.2(3)] Номинальный расчетный момент с учетом эффекта второго порядка, M_2 , в формуле (7.18) составляет:

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 \quad (7.20)$$

где N_{Ed} — расчетное значение продольного усилия;

e_2 — перемещение, определяемое как $(1/r) \times (l_0^2 / c)$;

$1/r$ — кривизна, см. 7.3.4.2.6;

l_0 — расчетная длина, см. 7.3.2.2;

c — коэффициент, который зависит от распределения кривизны, см. 7.3.4.2.5.

7.3.4.2.5 [5.8.8.2(4)] При постоянном поперечном сечении обычно используется $c = 10$ ($\approx \pi^2$). Если момент с учетом эффектов первого порядка является постоянным, то, как правила необходимо применять меньшее значение (8— это нижнее предельное значение, которое соответствует постоянному общему моменту).

ПРИМЕЧАНИЕ Значение π^2 соответствует синусоидальному распределению кривизны. Значение для постоянной кривизны составляет 8. Необходимо обратить внимание на то, что «с» зависит от вида общей кривизны, в то время как «с₀», согласно 7.3.4.1.6 зависит от кривизны, соответствующей моменту с учетом эффектов первого порядка.

7.3.4.2.6 [5.8.8.3(1)] Для элементов с постоянным симметричным сечением и с симметричной арматурой применяется следующая формула:

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0}, \quad (7.21)$$

где K_r — корректирующий коэффициент, зависящий от продольной нагрузки, см. 7.3.4.2.9,

K_φ — коэффициент, учитывающий влияние ползучести см. 7.3.4.2.10.

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d},$$

здесь $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$,

d — рабочая высота сечения, см. 7.3.4.2.8

7.3.4.2.7 Продольная арматура учитывается в расчете жесткости. При этом в явном виде не прописаны критерии учета арматуры при сжатии. В элементах с сечениями, в которых возможен эффект сдвигового запаздывания, вся арматура условно распределяется в пределах эффективной ширины.

7.3.4.2.8 [5.8.8.3(2)] Если вся арматура не сконцентрирована у противоположных сторон, а частично распределена параллельно плоскости изгиба, то d определяется по формуле

$$d = \frac{h}{2} + i_s, \quad (7.22)$$

При этом i_s — радиус инерции площади всей арматуры.

7.3.4.2.9 [5.8.8.3(3)] K_r в Формуле (7.21) следует принимать следующим образом:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1, \quad (7.23)$$

где $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$ — относительное продольное усилие;

здесь N_{Ed} — расчетное значение продольного усилия;

n_{bal} — значение n при максимальном сопротивлении изгибу; допускается принимать равным 0,4;

Данный пункт позволяет брать значение n_{bal} равным 0,4 для всех симметричных сечений. В других случаях значение может быть получено из анализа сечений введением поправок. K_r всегда занижено принимается равным 1,0 (хотя для $n < n_{bal}$ он больше 1,0), что не приводит к существенному расходу материалов для промежуточных мостовых опор, где сжимающая нагрузка высока.

$$n_u = 1 + \omega,$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}},$$

где A_s — общая площадь сечения арматуры;

A_c — общая площадь сечения бетона.

7.3.4.2.10 [5.8.8.3.(4)] Влияние ползучести следует учитывать коэффициентом

$$K_\varphi = 1 + \beta \times \varphi_{ef} \geq 1, \quad (7.24)$$

где φ_{ef} — эффективный коэффициент ползучести, см. 7.3.3;

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150};$$

λ — гибкость, см. 7.3.2.1

7.4 Предварительно напряженные элементы и конструкции

7.4.1 Усилие предварительного напряжения

7.4.1.1 Усилие в напрягаемой арматуре, P_{\max} (т.е. усилие на конце напрягаемой арматуре во время натяжения) не должно превышать величину

$$P_{\max} \leq A_p \times \sigma_{p,\max} \quad (7.25)$$

где A_p - площадь сечения напрягаемой арматуры,

$\sigma_{p,\max}$ - максимальное напряжение, приложенное к напрягаемой арматуре.

$$\sigma_{p,\max} = \min \{ k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k} \}$$

где рекомендуемые значения $k_1 = 0,8$ и $k_2 = 0,9$.

Максимальное усилие натяжное устройство обеспечивает точность измерения. При этом максимальное усилие в напрягаемой арматуре не должно превышать величину

$$P_{\max} \leq k_3 \times f_{p0,1k} \times A_p,$$

где рекомендуемое значение $k_3 = 0,95$.

7.4.1.2 [5.10.2.2.(4)] Если предварительное напряжение в отдельном напрягающем элементе прилагается пошагово, требуемая прочность бетона может быть уменьшена. Минимальная прочность бетона $f_{cm}(t)$ в момент времени t , как правило должна составлять $k_4[\%]$ прочность бетона, требуемой при полном предварительном напряжении, между минимальной прочностью и требуемой прочностью бетона при полном предварительном

напряжении предварительное напряжение может быть определено по интерполяции между $k_5[\%]$ и 100% полного предварительного напряжения. Рекомендуемые значения $k_4[50\%]$ и $k_5[30\%]$.

7.4.1.3 [5.10.2.2.(5)] Сжимающие напряжения в бетоне конструкции, возникающие от усилия предварительного напряжения и других нагрузок, действующих во время натяжения и после отпуска предварительного напряжения, необходимо ограничивать следующим образом

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (7.26)$$

Причем $f_{ck}(t)$ является характеристической прочностью бетона при сжатии в момент времени t , начиная и после отпуска предварительного напряжения.

Для предварительного напряженных элементов напряжения в момент передачи усилия предварительного напряжения могут быть увеличены до $k_6 \times f_{ck}(t)$, если на основании испытаний или опыта можно обосновать, что продольные трещины раскалывания не образуются, и при этом рекомендуется значение $k_6 = 0,7$.

Если сжимающие напряжения постоянно превышают значение $0,45 \times f_{ck}(t)$, то необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

7.4.1.4 Значение начального усилия предварительного напряжения $P_{m0}(x)$ (в момент времени $t = t_0$), приложенного непосредственно после натяжения и анкеровки или после передачи усилия на бетон при натяжении на упоры, рассчитывается посредством вычитания из усилия натяжения P_{max} прямых потерь $\Delta P_i(x)$, и должно быть не менее следующего значения

$$P_{m0}(x) = A_p \times \sigma_{pm0}(x), \quad (7.27)$$

где $\sigma_{pm0}(x)$ — напряжение в напрягающем элементе непосредственно после натяжения или передачи $\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0,1k}\}$.

Параметр $\sigma_{pm0}(x)$ является напряжением в элементе предварительно напряженной арматуры в точке x сразу после натяжения или передачи силы предварительного напряжения на бетон. Величина $\sigma_{pm0}(x)$ ограничена минимальным значением $k_7 \times f_{pk}$ или $k_8 \times f_{p0,1k}$, где f_{pk} и $f_{p0,1k}$ - характеристическое напряжение и 0,1%-ный условный предел текучести. Значения k_7 и k_8 рекомендуется принять как 0,75 и 0,85, соответственно. Например, для предварительно напряженного арматурного каната по СТ РК EN 10138-3-2011 обычно $f_{p0,1k} = 0,86 \times f_{pk}$, так что второй предельный коэффициент является определяющим, давая допустимую силу в 73,1% характеристической прочности на разрыв. Ограничение на силу после натяжения может быть принято 70%.

7.4.1.5 [5.10.3(3)] При определении прямых потерь $\Delta P_i(x)$, как правило, необходимо соответствующим образом учитывать следующие непосредственные влияния при натяжении на бетон и натяжении на упоры:

- потери от упругих деформаций бетона ΔP_{el} ;
- потери от кратковременной релаксации ΔP_r ;
- потери от трения $\Delta P_{\mu}(x)$;
- потери от скольжения в анкерных устройствах ΔP_{sl} .

7.4.1.6 Среднее значение усилия предварительного напряжения $P_{m,t}(x)$ в момент времени $t > t_0$ необходимо определять в зависимости от способа натяжения. Дополнительно необходимо учитывать зависящие от времени потери усилия напряжения $\Delta P_{c+s+r}(x)$, как результат ползучести и усадки бетона, а также длительную релаксацию напрягающих элементов. Таким образом, $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

7.4.2 Прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения при натяжении до бетонирования конструкции

7.4.2.1 Необходимо учитывать следующие потери, возникающие при предварительном натяжении:

- а) Во время процесса напряжения:
 - потери от трения об огибающие приспособления (в случаях отгибания проволок или канатов)
 - потери от проскальзывания в анкерном устройстве.
- б) До передачи предварительного напряжения на бетон:
 - потери от кратковременной релаксации напрягающих элементов за время между натяжением напрягающих элементов и предварительным напряжением бетона.
- с) При передаче предварительного напряжения на бетон:
 - потери от упругого обжатия бетона.

ПРИМЕЧАНИЕ При тепловой обработке железобетонной конструкций потери от усадки бетона и релаксации напряжений в арматуре следует модифицировать.

ПРИМЕР 7.3

Исходные данные: Предварительно напряженная с натяжением арматуры на упоры балка, армирована двенадцатью семипроволочными канатами диаметром 15,2мм, объединенные по три каната в пучке. Расчетная схема балки показана на Рисунке 7.11а, а ее поперечное сечение в середине пролета в стадии изготовления на Рисунке 7.11б. Характеристики каната указаны в Таблице 7.1. Класс бетона по прочности С35/45.

$E_{cm}(t) = 31,5$ ГПа - секущий модуль упругости бетона класса С35/45 на 7 сутки твердения

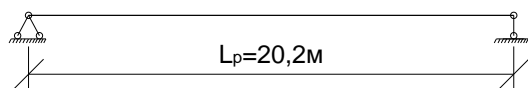
$E_s = 195$ ГПа - модуль упругости стали пучка

$A = 139$ мм² - площадь 1 каната

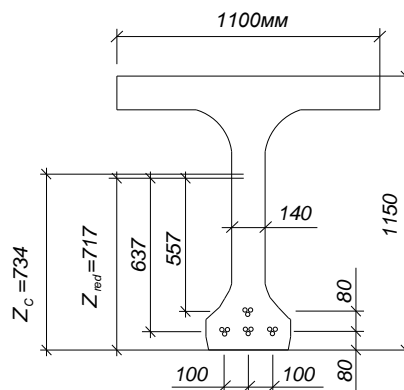
$A_p = 1668$ мм² - суммарная площадь напрягаемых канатов

$$A_c = 3,45 \times 10^5 \text{ мм}^2$$

$$I_c = 5,31 \times 10^{10} \text{ мм}^4$$



а) Расчетная схема балки



б) Поперечное сечение балки в середине пролета

Рисунок 7.11 – Балка длиной 21м

Определить: 1 Силу натяжения канатов.

2 Прямые (первые) потери предварительного напряжения.

Решение:

1 Определение силы предварительного натяжения пучков канатов

Максимальное допустимое усилие, прилагаемое к напрягающему элементу P_{\max} определяется по следующей формуле

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max}$$

Таблица 7.1 – Характеристики каната

Класс	Обозначение		Номинальное значение				Производное значение			
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d, мм	Временное сопротивление разрыву f_{pk} , МПа	Площадь поперечного сечения S_0 , мм ²	Масса, г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F_m , кН	Характеристическое максимальное значение разрывного усилия F_m, \max , кН	Характеристическое значение усилия, соответствующего 0,1 % удлинения $F_{p0.1}$, кН
A	Y1860S7	1.1366	15,2	1860	139	1095	±2	260	298	224

Определим максимально допустимое напряжение $\sigma_{p,\max}$ для каната

В соответствии с 7.4.1.1 $\sigma_{p,\max}$ назначается как минимальное из двух значений $k_1 \times f_{pk}$ и $k_2 \times f_{p0,1k}$. В соответствии с рекомендациями значения $k_1 = 0,8$ и $k_2 = 0,9$.

Для канатов по СТ РК EN 10138-3 характеристический 0,1% условный предел текучести $f_{p0,1k}$ имеет значение

$$f_{p0,1k} = 0,86 \times f_{pk} = 0,86 \times 1860 = 1599,6 \text{ МПа}$$

Определим значения $k_1 \times f_{pk}$ и $k_2 \times f_{p0,1k}$

$$k_1 \times f_{pk} = 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ МПа}$$

$$k_2 \times f_{p0,1k} = 0,9 \times 1599,6 = 1439,64 \text{ МПа}$$

Принимаем максимально допустимое предварительное напряжение для каната

$$\sigma_{p,\max} = 1439 \text{ МПа}$$

Максимальное усилие натяжения без учета потерь

$$P_{\max} = 1668 \times 1439 = 2400252 \text{ Н} = 2400,25 \text{ кН}$$

Коэффициент приведения стали к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{195}{34} = 5,73$$

Приведенная площадь бетонного сечения:

$$A_{red} = A_c + \alpha \times A_{p1} + \alpha \times A_{p2} + \alpha \times A_{p3} + \alpha \times A_{p4} = 3,45 \times 10^5 + 5,73 \times 4 \times 417 = 354557,64 \text{ мм}^2$$

Статический момент площади бетонного сечения относительно нижней грани ребра:

$$S = A_c \times y_c = 3,45 \times 10^5 \times 734 = 253230000 \text{ мм}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$Z_{red} = \frac{S + \alpha \times A_{p1} \times y_1 + \alpha \times A_{p2} \times y_2 + \alpha \times A_{p3} \times y_3 + \alpha \times A_{p4} \times y_4}{A_{red}} =$$

$$= \frac{253230000 + 5,44 \times 417 \times 80 \times 3 + 5,44 \times 417 \times 160}{354074} = 717 \text{ мм}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до напрягаемых канатов

$$y_{p1} = y_{p2} = y_{p3} = 717 - 80 = 637 \text{ мм}$$

$$y_{p4} = 717 - 160 = 557 \text{ мм}$$

$Z_c = 734 \text{ мм}$ – расстояние от центра тяжести бетонного сечения до нижней грани

$Z_{red} = 717 \text{ мм}$ – расстояние от центр тяжести приведенного сечения до нижней грани

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = I_c + A_c \times (Z_c - Z_{red})^2 + 3 \times \alpha \times A_{p1} \times y_{p1}^2 + \alpha \times A_{p4} \times y_{p4}^2 =$$

$$= 5,31 \times 10^{10} + 3,45 \times 10^5 \times 17^2 + 3 \times 5,73 \times 417 \times 637^2 + 5,73 \times 417 \times 557^2 = 5,68 \times 10^{10} \text{ мм}^4$$

Эксцентриситет усилия $P_{m,0}$

$$Z_{cp} = \frac{3 \times A_{p1} \times y_{p1} + A_{p4} \times y_{p4}}{3 \times A_{p1} + A_{p4}} = \frac{3 \times 417 \times 637 + 417 \times 557}{1668} = 617 \text{ мм}$$

Z_{cp} - эксцентриситет усилия $P_{m,0}$ относительно центра тяжести приведенного сечения элемента (см. Рисунок 7.12).

Напряжения от усилия обжатия:

Необходимо учесть 1% релаксацию стали перед передачей усилия обжатия на анкер

$$\sigma_{cp} = 0,99 \times \left(\frac{P_{\max}}{A_{red}} + \frac{P_{\max} \times Z_{cp}^2}{I_{red}} \right) = 0,99 \times \left(\frac{2400,25 \times 10^3}{354557,64} + \frac{2400,25 \times 10^3 \times 617^2}{5,68 \times 10^{10}} \right) = 22,63 \text{ МПа}$$

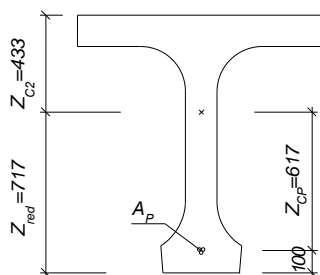


Рисунок 7.12 – Поперечное сечение

Момент сопротивления сечения

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_c} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{717} = 79,22 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{433} = 131,2 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

2 Определение прямых (первых) потерь предварительного натяжения

Потери от упругих деформаций бетона при передаче усилия натяжения через анкеры могут быть рассчитаны по формуле, дающей завышенный результат (обжатие постоянно до полной передачи усилия на бетон):

$$\Delta P_{el} = A_p \times \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \sigma_{cp} = 1668 \times \frac{195}{31,5} \times 22,63 = 233,67 \text{ кН}$$

или по уточненной (учет уменьшения обжатия одновременно с ростом деформации бетона):

$$\Delta P_{el} = \frac{A_p \times \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \sigma_{cp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times \left(1 + \frac{A_p}{I_{red}} \times Z_{cp}^2\right)} = \frac{1668 \times \frac{195}{31,5} \times 22,63}{1 + \frac{195}{31,5} \times \frac{1668}{354557,64} \times \left(1 + \frac{354557,64}{5,68 \times 10^{10}} \times 617^2\right)} = 212,75 \text{ кН}$$

Как видим, отличие может составлять $100 \times (233,67 - 212,75) / 212,75 = 10\%$.

Сила предварительного напряжения после первых потерь

$$P_{m,0} = 0,99 \times P_{\max} - \Delta P_{el} = 0,99 \times 2400,25 - 212,75 = 2163,5 \text{ кН}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P_{m,0}}{A_p} = \frac{21635 \times 10^3}{1668} = 1297,1 \text{ МПа} - \text{напряжение в канате с учетом первых потерь.}$$

7.4.3 Прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения при натяжении на бетон

7.4.3.1 Потери от мгновенных деформаций бетона

7.4.3.1.1 Потери от деформации бетона ΔP_{el} могут быть приняты как среднее значение потерь в каждом напрягающем элементе следующим образом согласно 5.10.5.1(2) СН РК EN1992-1-1:2004/2011

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \frac{j \times \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (7.26)$$

где $\Delta \sigma_c(t)$ — изменение напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягающих элементов в момент времени t ;

j — коэффициент, равный:

$(n-1)/2 \times n$, где n — количество идентичных напрягающих элементов, натягиваемых последовательно. Приблизительно j может быть принято равным 0,5;

1,0 — для изменений, вызванных постоянными воздействиями, приложенными после предварительного напряжения.

7.4.3.2 Потери от трения

7.4.3.2.1 Согласно 5.10.5.2(1) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 потери от трения $\Delta P_{\mu}(x)$ при натяжении на бетон могут быть приняты следующим образом:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \times (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (7.27)$$

где θ — суммарный угол поворота на расстоянии x (независимо от направления и знака);

μ — коэффициент трения между напрягающим элементом и его каналом;

k — случайный (непреднамеренный) угол поворота (на единицу длины) внутреннего напрягающего элемента;

x — расстояние вдоль напрягающего элемента от места, где усилие предварительного напряжения равно P_{\max} (усилие на натягиваемом конце).

Значение μ зависит от свойств поверхности напрягающих элементов и каналов, от наличия ржавчины, кроме того, от удлинения напрягающего элемента и его профиля.

Значение k для случайного (непреднамеренного) угла поворота зависит от качества производства работ, расстояния между местами закрепления напрягающих элементов, использованного типа канала или оболочки, а также степени уплотнения при укладке бетона.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Могут быть приняты значения μ , приведенные в Таблице 7.2, заимствованные из [2].

ПРИМЕЧАНИЕ 2 k для внутренних напрягающих элементов, как правило, находятся в пределах от 0,005 до 0,01 на 1 м.

7.4.3.2.2[5.10.5.2(4)] При внешних напрягающих элементах потери усилия напряжения из-за случайных (непреднамеренных) угловых поворотов допускается не учитывать.

Таблица 7.2 [5.1] — Коэффициенты трения μ при натяжении на бетон (для напрягающих элементов, располагаемых в конструкции) и внешних напрягающих элементов без сцепления

Элемент	Внутренние напрягающие элементы ¹⁾	Внешние напрягающие элементы без сцепления			
		Стальной канал несмазанный	HDPE канал несмазанный	Стальной канал смазанный	HDPE канал смазанный
Холоднотянутая проволока	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Канат	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Стержни периодического профиля	0,65	—	—	—	—
Гладкие круглые стержни	0,33	—	—	—	—
¹⁾ Для напрягающих элементов, которые заполняют примерно половину канала.					
ПРИМЕЧАНИЕ HDPE — высокоплотный полиэтилен.					

7.4.3.3 Потери от проскальзывания в анкерном устройстве

7.4.3.3.1 Согласно 5.10.5.3 СН РК EN1992-1-1:2004/2011 необходимо учитывать потери из-за проскальзывания в анкерном устройстве после натяжения, а также из-за деформации самого анкера. Соответствующие значения проскальзывания приведены производителями в перечнях технических характеристик для своих систем преднапряжения.

7.4.4 Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при натяжении на упоры и натяжении на бетон

7.4.4.1 Со временем, дальнейшие потери усилия предварительного натяжения происходят за счет снижения деформации арматурной стали, вызванной деформацией бетона из-за ползучести, усадки и уменьшения напряжения в стали по причине ее релаксации. Релаксационные потери могут быть уменьшены при учете других зависящих от времени потерь, происходящих в конструкции в то же время (так как уменьшение силы

натяжения ведет к уменьшению потерь на релаксацию). Учесть данный процесс можно приблизительно с помощью коэффициента уменьшения, равного 0,8 [1].

7.4.4.2 Согласно 5.10.6(1) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 при расчете потерь, зависящих от времени, необходимо принимать во внимание следующие эффекты, приводящих к снижению напряжения:

а) уменьшение относительных деформаций, вызванных деформацией бетона из-за ползучести и усадки при постоянных нагрузках;

б) уменьшение напряжения в стали из-за релаксации при растяжении.

7.4.4.3 Согласно 5.10.6(2) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 определение потерь, зависящих от времени, от постоянных нагрузок выполняется по формуле (7.28).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times (1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))}, \quad (7.28)$$

где $\sigma_{p,c+s+z}$ — абсолютное значение изменения напряжения в напрягающих элементах в результате ползучести, усадки и релаксации в сечении x в момент времени t ;

ε_{cs} — относительная деформация усадки, определенная согласно 5.1.4.7 как абсолютное значение;

E_p — модуль упругости напрягаемой стали, принимаемый согласно 3.3.6(2) СН РК EN1992-1-1:2004/2011;

E_{cm} — секущий модуль упругости бетона (см. Таблицу 5.1);

$\Delta \sigma_{pr}$ — абсолютное значение изменения напряжения в напрягающих элементах в сечении x в момент времени t вследствие релаксации напрягаемой стали.

$\varphi(t, t_0)$ — коэффициент ползучести в момент времени t при приложении нагрузки в момент времени t_0 ;

$\sigma_{c,qp}$ — напряжение в бетоне, окружающем напрягающий элемент, от собственного веса, начального усилия предварительного напряжения и других возможных практически постоянных воздействий. Значение $\sigma_{c,qp}$ может быть рассчитано с использованием только части собственного веса и начального предварительного напряжения или от действия полного значения из практически постоянного сочетания воздействий, в зависимости от рассматриваемой стадии изготовления конструкции;

A_p — площадь сечения всех напрягающих элементов в сечении x ;

A_c — площадь сечения бетона;

I_c — момент инерции бетонного сечения;

Z_{cp} — расстояние между центрами тяжести бетонного сечения и напрягающих элементов.

Если вышеприведенная формула применяется к элементам напрягаемой арматуры, не имеющим сцепления с бетоном, то могут использоваться средние напряжения

$$\Delta\sigma_c = \frac{\Delta\sigma_p \times A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c \times z_{cp}^2}{I_c}\right) \quad (7.29)$$

7.4.4.4 Если имеем свободную усадочную деформацию бетона – ε_{cs} , то напрягаемая стальная арматура должна также сжиматься, что вызывает потерю предварительного напряжения и изменение напряжения в бетоне. Деформация бетона, $\varepsilon_{cs} - \Delta\sigma_c / E_{ce}$, где E_{ce} является эффективным модулем бетона, который должен учитывать ползучесть, так как изменение напряжения происходит в течение некоторого времени. Данная деформация равна изменению деформации при предварительном напряжении, а именно:

$$\varepsilon_{cs} - \frac{\Delta\sigma_c}{E_{ce}} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \quad (7.30)$$

Из уравнений (7.29) и (7.30) потеря предварительного напряжения из-за усадки бетона составляет:

$$\Delta\sigma_{p,s} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right)} \quad (7.31)$$

7.4.4.5 Неограниченная релаксация напряжения при постоянной деформации от предварительного напряжения – $\Delta\sigma_{pr}$. Так как данная потеря предварительного напряжения приводит к изменению напряжения в бетоне $\Delta\sigma_c$ и, следовательно, изменению деформации бетона, она также должна привести к изменению напряжения в элементе напрягаемой арматуры, поэтому фактическая потеря предварительного напряжения $\Delta\sigma_p$ выглядит следующим образом:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_p}{E_p} = \frac{\Delta\sigma_c}{E_{ce}} \quad (7.32)$$

Из уравнений (7.29) и (7.32) потеря предварительного напряжения, благодаря релаксации арматурной стали, составляет:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right)} \quad (7.33)$$

7.4.4.6 Свободная деформация ползучести согласно [2] представлена как $\sigma_c \times \varphi(t, t_0) / E_c$, где σ_c это начальное напряжение в бетоне, прилегающем к элементам напрягаемой арматуры. Однако, по мере развития ползучести бетона, напрягаемая арматура должна менять деформацию на ту же величину, что приводит к изменению предварительного напряжения, а также – напряжения в бетоне. По этой причине деформация бетона выражена как $\sigma_c \times \varphi(t, t_0) / E_c - \Delta\sigma_c / E_{ce}$. Данная деформация равна изменению деформации от предварительного напряжения, таким образом:

$$\frac{\sigma_c \times \varphi(t, t_0)}{E_c} - \frac{\Delta \sigma_c}{E_{ce}} = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \quad (7.34)$$

Это уравнение не учитывает тот факт, что потери в предварительном напряжении вносят изменения в значение σ_c , следовательно, и в деформацию ползучести, поэтому для получения правильного ответа необходима итерация. Исходя из (7.29) и (7.34), потеря предварительного напряжения вследствие ползучести составляет:

$$\Delta \sigma_{p,c} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \times \sigma_c \times \varphi(t, t_0)}{1 + \frac{E_p}{E_{ce}} \times \frac{A_p}{A_c} \times (1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2)} \quad (7.35)$$

Во всех указанных выше потерях, эффективный модуль бетона E_{ce} должен приниматься с учетом ползучести. Для постоянного напряжения, действующего в момент времени t_0 , можно принимать модуль $E_{cm}/(1 + \varphi(t, t_0))$ при $E_c = E_{cm}$, а не $E_c = 1,05 \times E_{cm}$. Тем не менее, поскольку модуль в каждом случае применялся в расчете напряжения от медленно происходящей деформации бетона, более подходящим модулем является $E_{ce} = E_{cm}/(1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))$. Множитель перед коэффициентом ползучести, 0,8, эквивалентен показателю старения. Если данный модуль подставлен в эти уравнения, потери от релаксации умножаются на коэффициент 0,8.

ПРИМЕР 7.4

Исходные данные: Приведенное поперечное сечение указано на Рисунке 7.13

$\sigma_{pi} = 1297,1 \text{ МПа}$ - напряжение в канате с учетом первых потерь

$P_{m,o} = 2163,5 \text{ кН}$ - сила преднапряжения после первых потерь

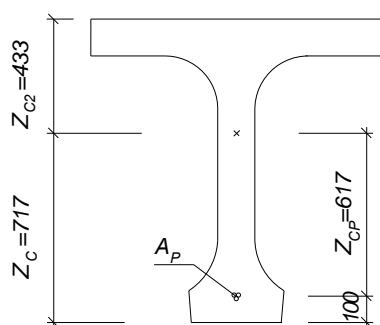
Изгибающий момент для сечения в середине пролета $M = 527 \text{ кН} \times \text{м}$

Относительная влажность бетона 80% (RH=80%). Бетон на цементе СЕМ класса N. Возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона (начало усадки) $t_s = 3$ дня. Возраст приложения усилия обжатия бетона напрягаемой арматурой $t_0 = 30$ дней.

Таблица 7.3 - Геометрические характеристики сечений в середине пролета

Положение сечения	Площадь приведенного сечения, мм ²	Момент инерции приведенного сечения, мм ⁴	Положение центра тяжести приведенного сечения мм
½ пролета	354557,64	$5,68 \times 10^{10}$	717

Определить: 1 Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры



Момент сопротивления сечения

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_c} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{717} = 79,22 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{5,68 \times 10^{10}}{433} = 131,2 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

Рисунок 7.13 – Приведенное поперечное сечение

Решение:

- 1 Определение зависящих от времени потерь усилия предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры

Потери от релаксации канатов

Потери от релаксации для медленно релаксирующих канатов, соответствующих

2 классу определяются согласно 5.3.1.5:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5}$$

$\rho_{1000} = 2,5\%$ - для медленно релаксирующих канатов, в соответствии с СН РК EN1992-1-1:2004/2011

$t = 500000$ часов (приблизительно 57 лет)

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1297,1}{1860} = 0,7$$

Определим потери от релаксации:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,70} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,70)} \times 10^{-5} = 0,039 = 3,9\%$$

Суммарная релаксация 3,9%:

1% -релаксация канатов до момента передачи усилия обжатия на бетон

2,9%- релаксация канатов после передачи усилия.

$$\Delta \sigma_{pr1} = 0,029 \times \sigma_{pi} = 0,029 \times 1297,1 = 37,62 \text{ МПа}$$

Предельная величина относительной деформации усадки при твердении для времени $t = \infty$ составляет

$$\varepsilon_{ca}(t) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 62,5 \times 10^{-6}$$

Определим функцию развития усадки бетона $\beta_{as}(t)$ для времени при $t = 30$ дней

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \times 30^{0,5}) = 0,666$$

Остаточные относительные деформации усадки бетона при его твердении $\varepsilon_{ca,s}(t)$ при $t = 30$ дней составляет

$$\varepsilon_{ca,s}(t) = (1 - \beta_{as}(t)) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = (1 - 0,666) \times 62,5 \times 10^{-6} = 20,88 \times 10^{-6}$$

Величина приведенного размера поперечного сечения балки h_0 определяется по формуле

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 3,45 \times 10^5}{4603} = 149,9 \approx 150 \text{ мм}$$

$A_c = 3,45 \times 10^5 \text{ мм}^2$ - площадь бетонного сечения

$u = 4603 \text{ мм}$ - периметр сечения

По Таблице 5.3 по интерполяции для бетона C35/45 $\varepsilon_{cd,0} = 270 \times 10^{-6}$

Для $h_0 = 150$, $k_h = 0,925$ по Таблице 5.4 по интерполяции

Основное (номинальное) значение относительной деформации усадки от высыхания бетона: $270 \times 10^{-6} \times 0,925 = 249,75 \times 10^{-6}$

β_{ds} - функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}}$$

$t = 30$ - возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \times \sqrt{150^3}} = 0,27$$

Остаточная относительная деформация усадки бетона при его высыхании в момент времени $t = 30$ дней определяется по зависимости

$$\varepsilon_{cd,s} = (1 - 0,27) \times 249,75 \times 10^{-6} = 182,3 \times 10^{-6}$$

Величина полной остаточной относительной деформации усадки бетона $\varepsilon_{cs}(t)$ при возрасте $t = 30$ дней составляет

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,s} + \varepsilon_{ca,s} = 182,3 \times 10^{-6} + 20,88 \times 10^{-6} = 203,18 \times 10^{-6}$$

Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ определяется по формуле

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$$

$$\beta_c(t, t_0) = 1 \text{ при } t = \infty$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

Определим коэффициент, характеризующий влияние влажности на коэффициент ползучести φ_{RH}

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ МПа}$$

Для $f_{cm} > 35 \text{ МПа}$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2$$

α_1, α_2 - коэффициенты влияния прочности бетона

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,865$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,96$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{150}} \times 0,865 \right] \times 0,96 = 1,27$$

$\beta(f_{cm})$ - фактор, учитывающий влияние прочности на коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56$$

$\beta(t_0)$ - фактор, учитывающий время приложения нагрузки

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 30^{0,2})} = 0,48$$

Величина условного коэффициента ползучести φ_0 имеет следующее значение:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 = 1,27 \times 2,56 \times 0,48 = 1,56$$

Суммарные потери от ползучести, усадки и релаксации:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_{red}} \times (1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))},$$

Если напряжения в наиболее сжатом волокне бетонного сечения превысят $0,45 \times f_{ck}(t)$, то значение условного коэффициента ползучести потребуется модифицировать.

Определим напряжения в сечении от усилия предварительного напряжения.

Напряжения в нижней грани сечения:

$$\sigma_c = P_{m,0} \times \left(\frac{1}{A_{red}} + \frac{e}{W_{c1}} \right)$$

$P_{m,0} = 21635$ кН - усилие натяжения пучков, с учетом первых потерь

$e = Z_{cp} = 617$ мм - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до приведенного центра расположения напрягаемой арматуры

$$\sigma_c = 2163500 \times \left(\frac{1}{354557,64} + \frac{617}{79,22 \times 10^6} \right) = 22,95 \text{ МПа}$$

Напряжения в верхней грани сечения:

$$\sigma_c = P_{m0} \times \left(\frac{1}{A_{red}} - \frac{e}{W_{c2}} \right)$$

$$\sigma_c = 2163500 \times \left(\frac{1}{354557,64} - \frac{617}{131,2 \times 10^6} \right) = -4,07 \text{ МПа}$$

Напряжения в сечении от собственного веса

Изгибающий момент в середине сечения $M = 527 \text{ кН} \times \text{м}$

Предел прочности на сжатие

$$\sigma_{\text{пр}} = 0,6 \times f_{ck}(t) = 0,6 \times 35 = 21 \text{ МПа}$$

$f_{ck}(t) = 35$ - характеристическая прочность бетона при сжатии в момент времени $t = 30$ дней, начиная с которого на него действует усилие предварительного напряжения.

Напряжение в нижней грани сечения:

$$\sigma = \frac{-527 \times 10^6}{79,22 \times 10^6} = -6,65 \text{ МПа}$$

Напряжение в верхней грани сечения:

$$\sigma = \frac{527 \times 10^6}{131,2 \times 10^6} = 4,01 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 16,3 \text{ МПа} < \sigma_{\text{пр}} = 21 \text{ МПа}$$

$\sigma_{c,QP} = 14,83 \text{ МПа}$ - напряжение в сечении на уровне расположения приведенного центра напрягаемых пучков (см. Рисунок 7.14).

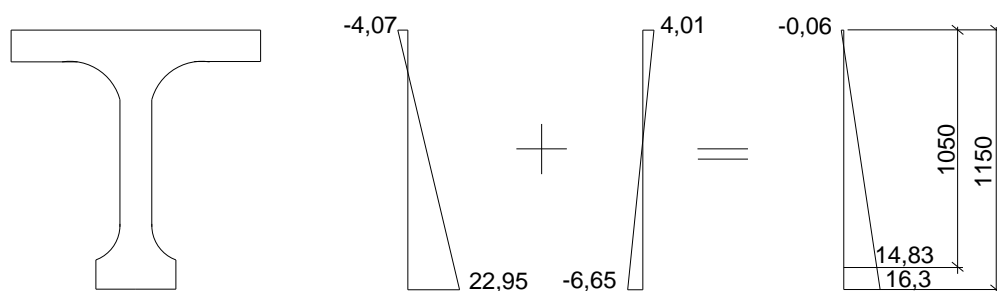


Рисунок 7.14 – Эпюра напряжений в сечении

Проверки:

$$|\sigma_{\text{min}}| = 4,07 \text{ МПа} > f_{ctm} = 3,2 \text{ МПа}$$

Требуется определять ширину раскрытия нормальных к оси элемента трещин на стадии изготовления.

$$0,45 \times f_{ck}(t) = 35 \times 0,45 = 15,75 \text{ МПа} < 16,3 \text{ МПа}$$

Так как данное условие не выполняется, то необходимо откорректировать коэффициент ползучести бетона, тем самым учесть ее нелинейность.

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times e^{(1,5 \times (k_\sigma - 0,45))}$$

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ - предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести

k_σ - коэффициент, зависящий от уровня нагружения

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = 1,56 \times e^{(1,5 \times (0,47 - 0,45))} = 1,56 \times 1,03 = 1,61$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t)} = \frac{16,3}{35} = 0,47$$

Суммарные потери от ползучести, усадки и релаксации

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \\ &= 1668 \times \frac{203,18 \times 10^{-6} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 37,62 + \frac{195}{34} \times 1,61 \times 14,83}{1 + \frac{195}{34} \times \frac{1668}{354557,64} \times (1 + \frac{354557,64}{5,68 \times 10^{10}} \times 617^2) \times (1 + 0,8 \times 1,61)} = 285,24 \text{ кН} \end{aligned}$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r} = 2163,5 - 285,24 = 1878,26 \text{ кН}$$

Потери в процентном соотношении

$$\frac{P_{\max} - P_{m,t}}{P_{\max}} \times 100\% = \frac{2400,25 - 1878,26}{2400,25} \times 100\% = 21,7\%$$

7.4.5 Учет предварительного напряжения в расчете

7.4.5.1 Согласно 5.10.7 СН РК EN1992-1-1:2004/2011 при внешних напрягающих элементах могут возникнуть моменты второго порядка от предварительного напряжения.

Моменты от косвенного влияния предварительного напряжения возникают только в статически неопределимых конструкциях.

При линейном расчете необходимо учитывать как непосредственное, так и косвенное влияние предварительного напряжения, прежде чем будет выполняться перераспределение сил и моментов.

При пластическом и нелинейном расчете вторичный эффект предварительного напряжения может быть представлен как дополнительный пластический поворот, который затем должен учитываться при проверке способности к повороту.

После инъектирования каналов при натяжении на бетон сцепление между сталью и бетоном может рассматриваться как жесткое. Однако до инъектирования напрягающие элементы необходимо рассматривать как не имеющие сцепления.

Внешние напрягающие элементы между точками поворота (девиаторами) могут рассматриваться как прямолинейные.

7.4.5.2 Есть два основных различия между внешним и внутренним предварительным натяжением на бетон. Во-первых, эффекты второго порядка могут возникнуть в результате предварительного напряжения с внешними элементами напрягаемой арматуры. Это происходит из-за отсутствия непрерывного контакта между элементом напрягаемой арматуры и бетоном, поэтому арматурный элемент не везде прогибается так же, как бетонный элемент. Данное явление может привести к потере предварительного момента напряжения при приложенной нагрузке, как показано на Рисунке 7.15 для крайнего случая, а также – к увеличению момента предварительного напряжения там, где предварительное напряжение

преобладает над прогибами первого порядка [2]. Этот эффект должен быть рассмотрен при проектировании. Влияние значительно снижается за счет установки промежуточных девиаторов, принуждающих элемент напрягаемой арматуры двигаться вместе с бетоном.

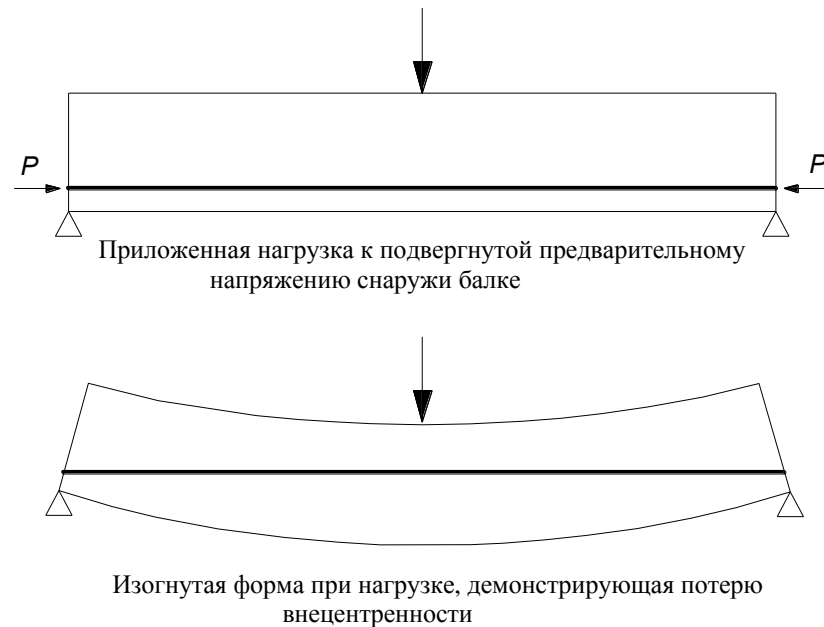


Рисунок 7.15 - Вторичный эффект в балке, подвергнутой предварительному напряжению с натяжением на бетон без промежуточных девиаторов

7.4.5.3 В случае, когда предварительное напряжение имеет место, а сцепление арматуры с бетоном не обеспечено, деформации в элементе напрягаемой арматуры и окружающем бетоне не равны. Это должно быть учтено при определении разрушающего состояния при изгибе.

7.4.5.4 Для статически определимых элементов, момент предварительного напряжения в любом сечении дается как $P \times e$. Осевая сила предварительного напряжения в сечении умножается на эксцентриситет между центром тяжести элемента и напрягаемой арматурой. Это называется основным (первичным) моментом предварительного напряжения. Вторичные, или «паразитические», моменты могут быть введены в связи с предварительным напряжением статически неопределимых конструкций [2]. Они возникают из-за ограничения прогибов опорами, вызванных предварительным напряжением. Вторичные моменты зачастую представляют большое значение и, несмотря на название, ими никогда не следует пренебрегать (Рисунок 7.16).

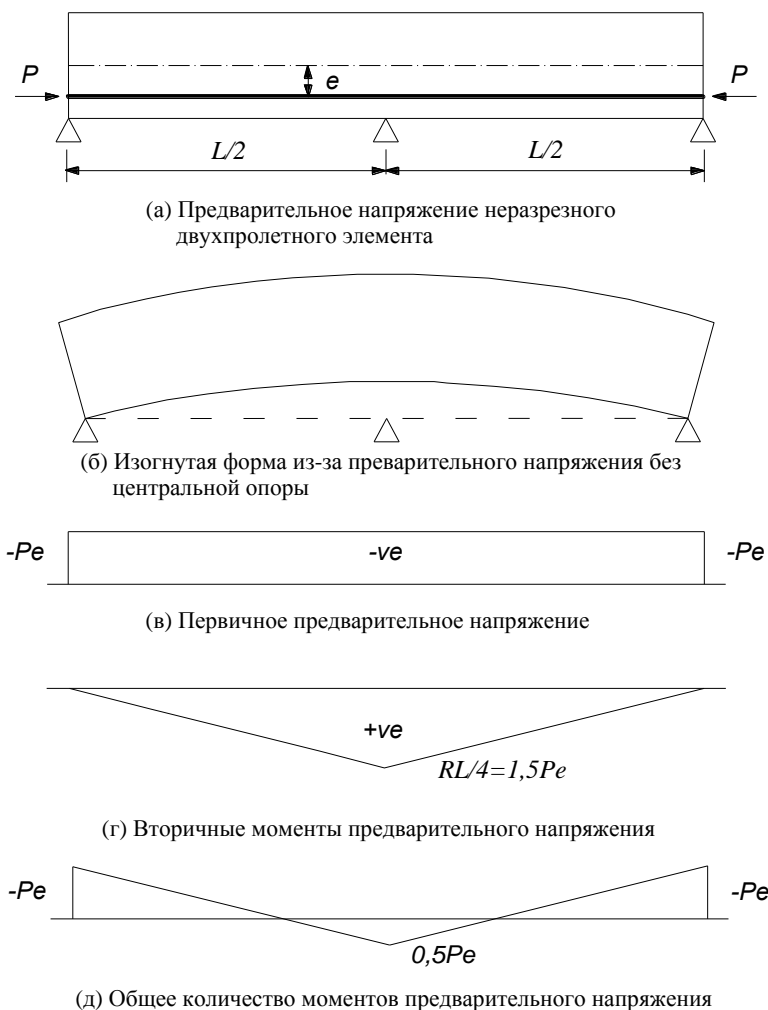


Рисунок 7.16 - Первичные и вторичные моменты предварительного напряжения

8 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS)

8.1 Изгиб с или без осевой продольной силы

8.1.1 В соответствии с 6.1(2)Р СН РК EN1992-1-1:2004/2011 при определении предельного изгибающего момента в сечениях железобетонных и предварительно напряженных конструкций приняты следующие допущения:

- Плоские сечения остаются плоскими;
- Относительные деформации арматуры или напрягающих элементов, имеющих сцепление с бетоном, как при растяжении, так и при сжатии имеют такие же значения, как и относительные деформации окружающего бетона;
- Прочность бетона при растяжении не учитывается;
- Напряжения сжатия в бетоне принимаются по расчетной зависимости, связывающей напряжения и относительные деформации, приведенной в 5.1.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011;

д) Напряжения в арматурной и предварительно напряженной стали принимаются по расчетным диаграммам (Рисунок 5.9 и Рисунок 5.11);

е) Начальные относительные деформации напрягающих элементов учитываются при определении напряжений в них.

Допущение а), относящееся к линейным деформациям, подходит только для определения напряженно-деформированного состояния в изгибаемых и внецентренно-сжатых/растянутых элементах, которые можно рассматривать как стержни и не распространяется на балки-стенки. Допущение также не используется при расчетах на местное воздействие нагрузки, например, в зонах анкеровки напрягаемой арматуры.

Локальное скольжение арматуры в бетоне также означает, что деформации арматуры не всегда в точности соответствуют таковым в прилегающем бетоне, однако, при проектировании конструкций с арматурой, имеющей сцепление с бетоном вышеприведенное допущение о равных деформациях б) не приводит к существенным расхождениям с экспериментальными данными и может применяться.

8.1.2 Согласно 6.1(3) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 относительную деформацию бетона при сжатии необходимо ограничить до ε_{cu2} или ε_{cu3} , в зависимости от принятой диаграммы «напряжение — относительная деформация», см. 5.1.7 СН РК EN1992-1-1:2004/2011 и Таблицу 5.1. Относительные деформации арматурной стали и предварительно напряженной стали необходимо ограничивать до значения ε_{ud} (там, где это применимо).

Расчетные кривые напряжение-деформация для арматуры включают в себя наклонную ветвь с пределом по критической деформации (Рисунок 5.9). Расчеты с учетом наклонной ветви приводят к незначительной экономии арматуры в слабо армированных балках, что не характерно для мостовых конструкций (в мостовых балках разрушение происходит по бетону сжатой зоны, т.е., элементы нормально армированные или переармированные), являются более трудоемкими и не подходят для вычислений вручную. Расчетные уравнения выведены исключительно с использованием кривой напряжение-деформация арматуры с горизонтальной верхней ветвью и отсутствием предела деформации. Однако те же самые принципы относятся и к использованию наклонной ветви. В расчетах с учетом предварительного натяжения более подходят кривые с наклонной ветвью.

8.1.3 Рекомендованное значение $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$. В Таблице 5.8 приведены характеристики пластичности для ненапрягаемой арматуры.

8.1.4 Для напрягаемой стали рекомендуемое значение равно $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$. Если более точные значения неизвестны, то рекомендуемые значения: $\varepsilon_{ud} = 0,02$ и $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

8.1.5 В соответствии с 6.1(4) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 для поперечных сечений с симметричной арматурой, находящихся под действием сжимающей силы N , необходимо применять значение случайного эксцентриситета $e_0 = \min(h / 30, 20 \text{ мм})$, где h является высотой сечения. Тогда значение минимального изгибающего момента равно $M = N \times e_0$.

Минимальный изгибающий момент следует рассматривать относительно любой оси, но зачастую номинальный момент по главной оси не будет иметь большого влияния на сопротивление изгибающему моменту по ортогональной оси, и потому может быть проигнорирован. Моменты второго порядка должны учитываться, если стойки являются гибкими и могут быть проигнорированы, если стойки жесткие. Моменты от случайных отклонений должны учитываться всегда.

8.1.6 Для сечений, которые нагружены приблизительно концентричной нагрузкой ($e_d / h < 0,1$), как, например, сжатые полки коробчатых балок, среднюю относительную деформацию сжатия в этой части сечения необходимо ограничивать до значения ε_{c2} (или до значения ε_{c3} , если используется билинейная зависимость в соответствии с Рисунком 5.5).

Возможные распределения относительных деформаций по высоте сечения представлены на Рисунке 8.1.

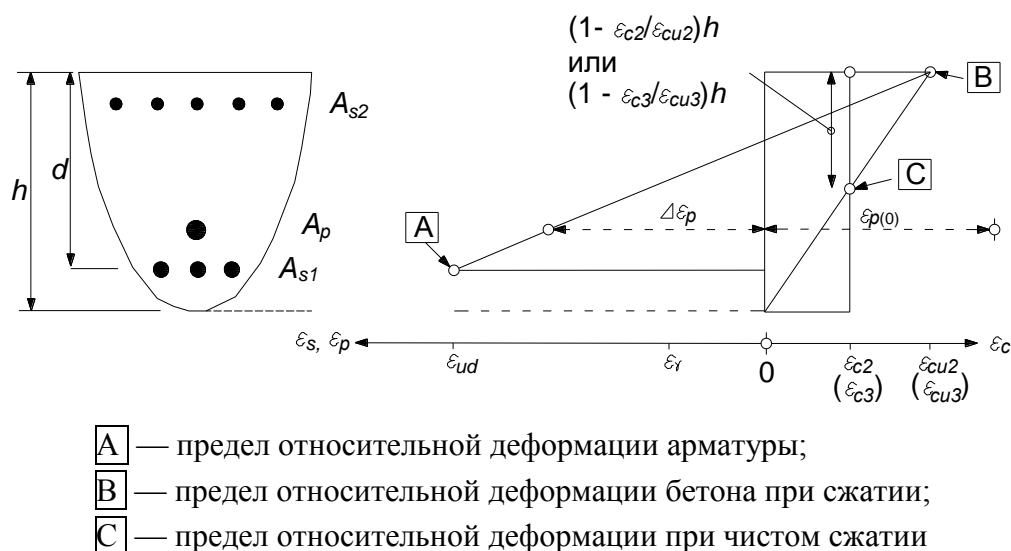


Рисунок 8.1 — Возможное распределение относительных деформаций в предельном состоянии по несущей способности

Сопротивление предельному моменту в сечении может быть определено методом совместности деформаций при помощи либо алгебраического, либо итеративного подходов. Итеративный подход можно разбить на следующие шаги:

а) Приблизительно оценить высоту нейтральной оси и вычислить деформации в растянутой и сжатой арматуре, допуская линейное распределение деформации и деформацию ε_{cu2} (или ε_{cu3} , если не используется параболически-прямоугольная эпюра напряжения-деформации) в крайнем волокне бетона при сжатии;

б) Вычислить, исходя из идеализации напряжения-деформации, напряжения стальной арматуры, соответствующие расчетным деформациям стальной арматуры;

в) Вычислить, исходя из идеализации напряжения-деформации, напряжения в бетоне, соответствующие деформациям, связанным с предполагаемой высотой нейтральной оси;

г) Вычислить результирующие усилие растяжения и сжимающую силу в сечении. Если они не равны, поменять высоту нейтральной оси и вернуться к шагу а)

д) Когда результирующее усилие растяжения станет равно результирующей сжимающей силе, определить момент относительно общей точки сечения, что и будет искомым предельным моментом сопротивления.

8.1.7 Согласно 6.1(7) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 для внешних предварительно напряженных арматурных элементов, не имеющих сцепления с бетоном, относительные деформации в предварительно напряженной арматуре между двумя последовательно закрепленными точками (анкерами или девиаторами) предполагаются постоянными. Относительные деформации в предварительно напряженной арматуре равны остаточным относительным деформациям после проявления потерь, увеличенным на величину относительной деформации, вызванной деформацией конструкции между рассматриваемыми закрепленными точками.

Общие допущения для проектирования предварительно напряженных поперечных сечений железобетонных элементов такие же, как для железобетона без преднапряжения. Начальная деформация в предварительно напряженных элементах напрягаемой арматуры учитывается при оценке предельного сопротивления. Эта «предварительная деформация» является деформацией, соответствующей расчетной силе предварительного напряжения после всех потерь, $P_{d,t}(x) = \gamma_P P_{m,t}$. Затем предварительная деформация принимается во внимание в изгибной прочности сечений путем сдвига начала координат расчетных эпюр напряжения-деформации для предварительно напряженных элементов напрягаемой арматуры на величину, соответствующую предварительной деформации. Для предварительного напряжения с последующим обеспечением сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, изменение деформации напрягаемой арматуры считается таким же, как изменение деформации в прилегающем бетоне. Данное допущение, очевидно, не распространяется на напрягаемые арматурные элементы без сцепления с бетоном.

8.1.8 [6.1(108)] Для внешних предварительно напряженных арматурных элементов, не имеющих сцепления с бетоном, относительные деформации в предварительно напряженной арматуре между двумя последовательно закрепленными точками предполагаются постоянными. Относительные деформации в предварительно напряженной арматуре равны остаточным относительным деформациям после проявления потерь, увеличенным на величину относительной деформации, вызванной деформацией конструкции между рассматриваемыми закрепленными точками.

8.1.9 [6.1(109)] Для предварительно напряженных конструкций требование 5(P) (5.10.1) может быть выполнено любым из следующих методов:

а) Проверка несущей способности с использованием уменьшенной площади предварительно напрягаемой арматуры. Проверка выполняется в следующем порядке:

1) вычислить изгибающий момент, вызванный часто встречающейся комбинацией нагрузок;

2) определить уменьшенную площадь предварительно напрягаемой арматуры таким образом, чтобы при совместном воздействии предварительного напряжения и изгибающего момента, вычисленного согласно перечислению 1), напряжение на крайних фибрах достигло величины f_{ctm} ;

3) используя уменьшенную площадь предварительно напрягаемой арматуры, вычислить предельный изгибающий момент. Необходимо убедиться, что этот момент превышает изгибающий момент, вызванный часто встречающейся комбинацией нагрузок. При этой проверке может учитываться перераспределение внутренних усилий в пределах конструкций; в этом случае предельный изгибающий момент следует рассчитывать с использованием частных коэффициентов безопасности запаса прочности материала для случайных проектных условий, указанных в Таблице 2.1N СН РК ЕН 1992-1-1:2004/2011;

б) Обеспечение минимальной площади сечения арматуры по Формуле (8.1). Площадь сечения арматуры, предназначенная для других целей, может быть включена в расчет $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (8.1)$$

где M_{rep} – момент трещинообразования, вычисленный с использованием соответствующей прочности на растяжение f_{ctx} на крайней растянутой фибре; при этом влияние предварительного напряжения не учитывается. По стыкам сборных элементов следует принимать $M_{rep}=0$;

z_s – плечо рычага относительно арматуры в предельном состоянии по несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое значение: $f_{ctx}=f_{ctm}$.

в) Обеспечение легкого доступа к предварительно напряженным бетонным элементам для того, чтобы проверять и контролировать состояние напрягающих элементов посредством неразрушающих методов или мониторинга.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуются методы а), б), в).

8.1.10 [6.1(110)] Если в пункте 8.1.9 выбран метод б), то применяются следующие правила:

а) Необходимо обеспечить минимальную площадь сечения арматуры на участках, где в бетоне возникают напряжения растяжения при сочетании нормативных нагрузок. При этой проверке следует учитывать вторичные эффекты предварительного напряжения, а первичные эффекты следует игнорировать;

б) Для предварительно напряженных элементов применяется Формула (8.1) с использованием одного из двух следующих альтернативных подходов:

1) площадь предварительно напряженных арматурных элементов с защитным слоем бетона, не менее чем в k_{cm} раз превышающим минимальную величину, рассматривается

как площадь $A_{s,min}$. В формуле используется величина z_s для арматурных прядей; вместо величины f_{yk} используется $f_{p0,1k}$;

2) предварительно напряженные арматурные элементы с напряжениями ниже $0,6 \times f_{pk}$ после проявления потерь при воздействии сочетания нормативных нагрузок рассматриваются как полностью активные. В этом случае вместо Формулы (8.1) используется следующая формула:

$$A_{s,min} \times f_{yk} + A_p \times \Delta\sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (8.2)$$

где $\Delta\sigma_p$ определяется как меньшая из величин $0,4 \times f_{ptk}$ и 500 МПа;

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое значение $k_{cm} = 2,0$.

в) арматуру с минимальной площадью сечения $A_{s,min}$, полученную по Формулам (8.1, 8.2), для многопролетных неразрезных балок следует доводить до промежуточной опоры в рассматриваемом пролете.

Такое увеличение, однако, не является необходимым, если в предельном состоянии по несущей способности сопротивление растяжению, обеспечиваемое ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой (расположенной над опорами), рассчитанное для нормативных значений прочности f_{yk} и $f_{p0,1k}$, оказывается меньшим, чем сопротивление сжатой зоны бетона, из чего следует, что разрушение последней маловероятно:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 a_{cc} f_{ck}, \quad (8.3)$$

где t_{inf}, b_0 — соответственно, толщина и ширина сечения сжатой зоны. Для тавровых профилей $t_{inf} = b_0$;

A_s, A_p — соответственно, площадь сечения ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры в зоне растяжения в предельном состоянии по несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое значение $k_p = 1$.

8.1.11 Для постоянных сечений (по крайней мере в сжатой зоне) можно использовать упрощенные уравнения, рекомендованные в [2]. Рассмотрим балки и плиты с однорядным армированием

Примем гипотезу параболически-прямоугольного распределения напряжений в бетоне сжатой зоны (Рисунок 8.2).

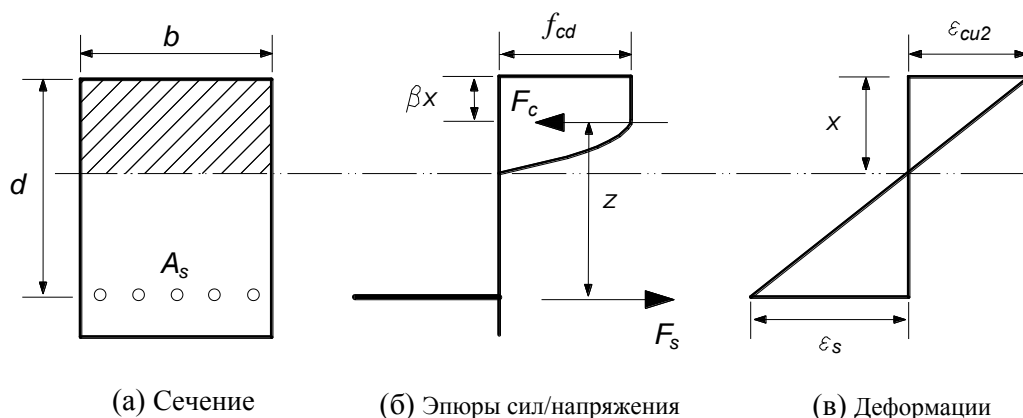


Рисунок 8.2 - Балка прямоугольного сечения с одиночной арматурой (параболически-прямоугольная эпюра напряжений в бетоне при разрушении)

Предельный изгибающий момент на стадии разрушения может быть определен относительно любой точки. Обычно за такие точки принимают положение равнодействующей в сжатой зоне бетона или равнодействующей растянутой арматуры. Выражение для вычисления момента относительно центра параболически-прямоугольной эпюры напряжений в бетоне может быть записано в виде:

$$M = F_c \times z = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s \times z, \quad (8.4)$$

где z – плечо внутренней пары сил;

$f_{yk} = 500$ МПа – предел текучести стали;

$\gamma_s = 1,15$ – коэффициент надежности для стали;

A_s – площадь растянутой арматуры.

Определим момент относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M = F_c \times z = f_{av} \times b \times x \times z, \quad (8.5)$$

где f_{av} – средние напряжения в бетоне, определяются в зависимости от используемой диаграммы напряжений:

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Значения n , ε_{c2} , ε_{cu2} , ε_{c3} , ε_{cu3} берутся из Таблицы 5.1 для соответствующего класса бетона.

Так как сечение находится в равновесии, то сумма проекций всех сил на любую ось равна нулю, что соответствует равенству сил в бетоне и арматуре:

$$F_s = F_c \Rightarrow f_{av} \times b \times x = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s, \quad (8.6)$$

Из этого следует:

$$\frac{x}{d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times f_{av}} \times \rho, \quad (8.7)$$

где $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$ – коэффициент армирования

8.1.12 Плечо внутренней пары определим как

$$z = d - \beta \times x, \quad (8.8)$$

где x – высота сжатой зоны бетона

β – коэффициент, зависящий от типа используемой диаграммы бетона

Подставляя (8.8) в (8.5) получаем:

$$M = f_{av} \times b \times x (d - \beta \times x) = f_{av} \times b \times x \times (1 - \beta \times \frac{x}{d}) \times d,$$

или

$$\frac{M}{b \times d^2} = f_{av} \times \frac{x}{d} \times (1 - \beta \times \frac{x}{d}), \quad (8.9)$$

Предельный момент сечения можно определять как по Формуле (8.4), так и по Формуле (8.9)

Из 3.2 СН РК EN1992-1-1:2004/2011

$$\varepsilon_{s,yeld} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s}, \quad (8.10)$$

По гипотезе плоских сечений (Рисунок 8.2):

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu2}}{x} \times (d - x) = \varepsilon_{cu2} \times (\frac{d}{x} - 1), \quad (8.11)$$

Для обеспечения возможности реализации прочностных свойств арматуры должно выполняться следующее условие:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s,yeld} \Rightarrow \varepsilon_{cu2} \times (\frac{d}{x} - 1) \geq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s};$$

На практике это неравенство используется для определения предельной относительной высоты сжатой зоны:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu2}} + 1)} \quad (8.12)$$

8.1.13 Если данное условие не выполняется, то необходимо сделать следующее:

- увеличить размер сечения;
- добавить сжатую арматуру;
- использовать метод совместности деформаций для определения фактического усилия в арматуре и момента сопротивления;
- использовать уравнение $M = A_s \times E_s \times \varepsilon_s \times z$.

Допускается принимать прямоугольное очертание эпюры напряжений (Рисунок 8.3). В этом случае высота эпюры напряжения определяется в долях сжатой зоны (расстояния от нейтральной оси до волокон с относительной деформацией ε_{cu3})

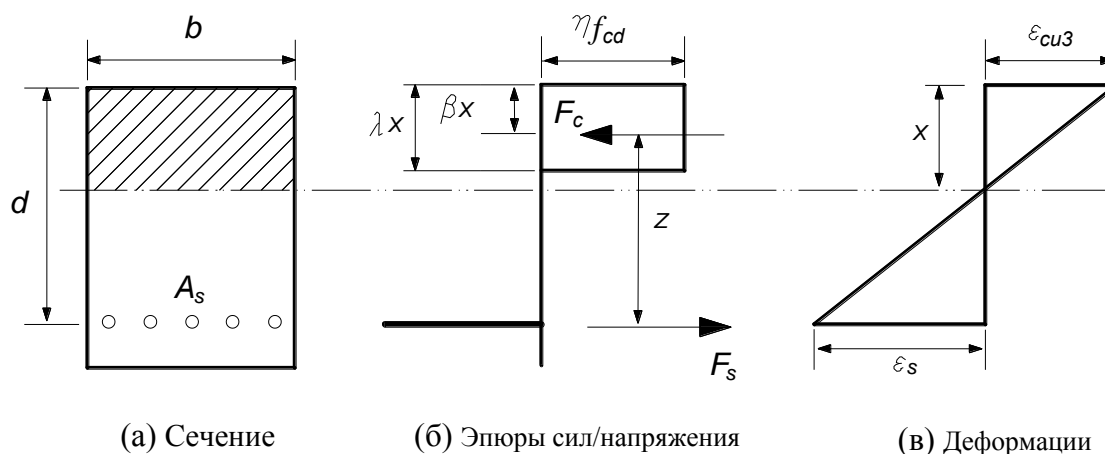


Рисунок 8.3 – Балка прямоугольного сечения с одиночной арматурой при разрушении (прямоугольная эпюра напряжений в бетоне)

Для прямоугольной эпюры напряжений в бетоне

$$M = A_s \times f_{yd} \times z,$$

где

$$z = d \times \left(1 - \frac{f_{yd} \times A_s}{2 \times \eta \times f_{cd} \times b \times d} \right),$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\gamma \times b \times \eta \times f_{cd}}.$$

Для прямоугольной эпюры выражение (8.12) запишем как:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu3}} + 1 \right)}.$$

В Формуле (8.9) осуществим замену

$$K_{av} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{av}}.$$

Таким образом, получаем следующее выражение:

$$K_{av} = \frac{x}{d} \times \left(1 - \beta \times \frac{x}{d} \right).$$

Раскрыв скобки, получим квадратное уравнение вида:

$$\beta \times \left(\frac{x}{d} \right)^2 - \frac{x}{d} + K_{av} = 0.$$

Корнями данного уравнения являются:

$$\frac{x}{d} = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 4 \times \beta \times K_{av}}}{2\beta}.$$

Полученное решение должно соответствовать условию (8.12)

8.1.14 Минимальная площадь армирования может быть получена из равенства внешнего момента и внутреннего (предельного). Или, с учетом дискретного изменения A_s при переходе между диаметрами, требуемая площадь армирования должна удовлетворять выражению:

$$A_s \geq \frac{M \times \gamma_s}{f_{yk} \times z},$$

8.1.15 Рассмотрим балку с двойным армированием, представленную на Рисунке 8.4 с учетом рекомендаций, приведенных в [2].

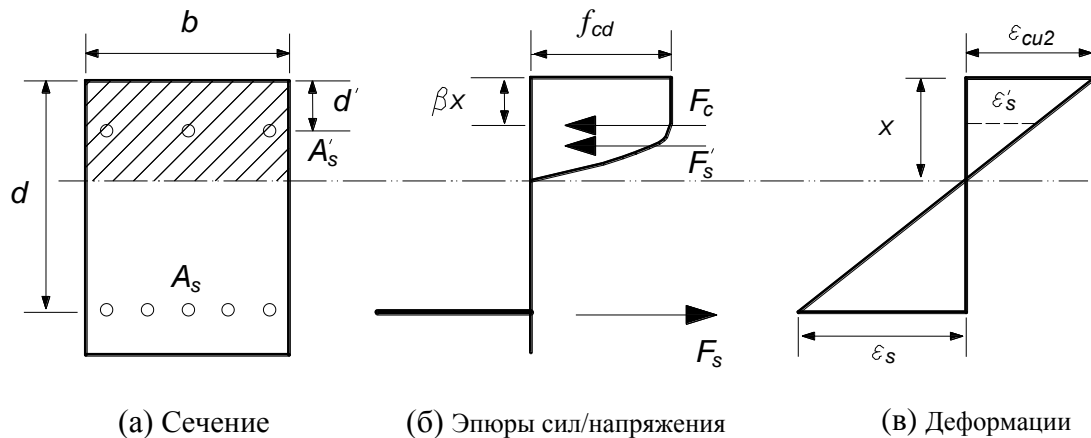


Рисунок 8.4 – Балка прямоугольного сечения с двойным армированием при разрушении (параболически-прямоугольная эпюра напряжения)

Запишем условие равновесия сил в сечении:

$$F_c + F'_s = F_s \Rightarrow f_{av} \times b \times x + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A'_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times A_s \quad (8.13)$$

Отсюда следует:

$$x = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times \frac{(A_s - A'_s)}{f_{av} \times b}.$$

Так же из данного уравнения следует уравнение для определения площади сжатой арматуры:

$$A'_s = A_s - \frac{f_{av} \times b \times x \times \gamma_s}{f_{yk}}.$$

Необходимо так же осуществлять проверку по деформациям:

$$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{s,yeld} \Rightarrow \varepsilon_{cu2} \times (1 - \frac{d'}{x}) \geq \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s}.$$

Следовательно,

$$\frac{x}{d'} \geq \frac{1}{(1-C)}, \quad \text{где } C = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu2}}.$$

ПРИМЕР 8.1

Исходные данные: Поперечное сечение балки представлено на Рисунке 8.5. Армирование - 14 стержней $\varnothing 36$, $A_s = 14252 \text{ мм}^2$. Класс бетона C30/37, $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$ $\gamma_c = 1,5$ - коэффициент надежности для бетона в соответствии с Таблицей 2.1N СН РК EN1992-1-1:2004/2011. $\alpha_{cc} = 0,85$. Параболически-прямоугольная эпюра напряжений. Характеристики арматуры: $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 1,15$.

Определить: 1. Предельный изгибающий момент сечения Т-образной балки.

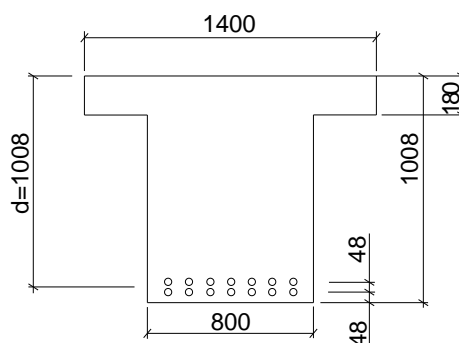


Рисунок 8.5 – Поперечное сечение балки

Решение:

1 Определение предельного изгибающего момента сечения Т-образной балки

Принимаем параболически-прямоугольную эпюру напряжений в бетоне.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17,0 \text{ МПа}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ - коэффициент, учитывающий долгосрочные воздействия, влияющие на прочность на сжатие, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки

$$f_{av} = f_{cd} \times (1 - \frac{1}{1+n} \times \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}) = 17,0 \times (1 - \frac{1}{1+2} \times \frac{2}{3,5}) = 13,76 \text{ МПа}$$

f_{av} - средние напряжения в бетоне при использовании параболически-прямоугольной диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для бетона

β - коэффициент для определения положение центра тяжести эпюры напряжений в бетонном сечении. Для параболически-прямоугольной эпюры напряжений вычисляем по (5.25):

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{(n+1)(n+2)}}{\frac{\varepsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\varepsilon_{cu2} \times \varepsilon_{c2}}{n+1}} = 1 - \frac{\frac{(3,5 \times 10^{-3})^2}{2} - \frac{(2,0 \times 10^{-3})^2}{(2+1) \times (2+2)}}{\frac{(3,5 \times 10^{-3})^2}{2} - \frac{3,5 \times 10^{-3} \times 2,0 \times 10^{-3}}{2+1}} = 0,42$$

Определим относительную высоту сжатой зоны как для прямоугольного сечения.

Коэффициент армирования.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{14252}{1400 \times 1008} = 0,0101$$

$$\frac{x}{d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \times f_{av}} \times \rho = \frac{500}{1,15 \times 13,76} \times 0,0101 = 0,319$$

$$\frac{x}{d} \leq \frac{1}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s \times E_s \times \varepsilon_{cu2}} + 1 \right)} = \frac{1}{\left(\frac{500}{1,15 \times 200 \times 10^3 \times 0,0035} + 1 \right)} = 0,62$$

Проверка выполняется.

Высота сжатой зоны

$$x = 0,319 \times 1008 \approx 322 \text{ мм} > 1,33h = 1,33 \times 180 = 239 \text{ мм}$$

Как видим, сжатая зона заходит в ребро и превышает 1,33 толщины полки, расчет сечения как прямоугольного невозможен. Соответственно, для расчета сечения как таврового, для первой итерации заведомо необходимо x увеличить.

Принимаем высоту сжатой зоны $x = 395 \text{ мм}$.

Определим положение равнодействующих сжимающих усилий в соответствии с эпюрой напряжений. В общем случае сжатая зона разбивается на три блока. Линии разбиения проходят через место перехода от параболического участка к прямоугольному и через границу ребра и полки (в частном случае, когда прямоугольная эпюра полностью располагается в плите, эти линии совпадают, и мы имеем два блока). Место перехода от одной формы эпюры к другой соответствует относительной деформации $\varepsilon = 0,002$ и вычисляется из подобия треугольников по гипотезе плоских сечений (Рисунок 8.6).

В соответствии с геометрией блоков:

$$h_1 = \left(1 - \frac{0,002}{0,0035} \right) \times x = 169,3 \text{ мм (изменение формы эпюры в плите)}$$

$$h_2 = 180 - h_1 = 180 - 169,3 = 10,7 \text{ мм (параболическая форма на ширине 1400 мм)}$$

$$h_3 = x - 180 = 395 - 180 = 215 \text{ мм (параболическая форма на ширине 800 мм)}$$

Плечи равнодействующих вычисляем относительно верхней грани:

$$a_1 = 169,3 / 2 = 84,65 \text{ мм}$$

$$a_2 = 169,3 + 10,7 / 2 = 174,65 \text{ мм}$$

$$a_3 = 2 / 5 \times 215 + 180 = 266 \text{ мм}$$

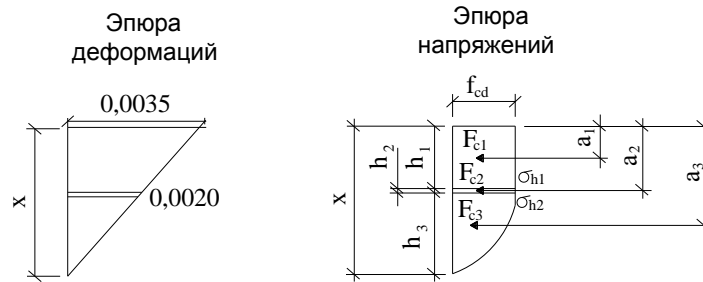


Рисунок 8.6 - Эпюры деформаций и напряжений сжатой зоны

Определим положение равнодействующих сжимающих усилий в соответствии с эпюрой напряжений

$$\sigma_{h1} = f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

С учетом формулы (5.18) и Таблицы 5.1 настоящего Пособия имеем (толщина полки обозначена как h):

$$\begin{aligned} \sigma_{h2} &= f_{cd} \times \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\left(1 - \frac{h}{x} \right) \times \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \right\} = \\ &= 17 \times \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\left(1 - \frac{180}{395} \right) \times 0,0035}{0,002} \right)^2 \right] \right\} = 16,19 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$$F_{c1} = f_{cd} \times b_1 \times h_1 = 17 \times 1400 \times 169,3 \times 10^{-3} = 4029,34 \text{ кН}$$

$$F_{c2} = \left(\frac{2}{3} \times (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) + \sigma_{h2} \right) \times b_1 \times h_2 = \left(\frac{2}{3} \times (17 - 16,19) + 16,19 \right) \times 1400 \times 10,7 \times 10^{-3} = 250,61 \text{ кН}$$

$$\begin{aligned} F_{c3} &= \left(\frac{2}{3} \times \sigma_{h1} (h_2 + h_3) - \left(\frac{2}{3} \times (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) + \sigma_{h2} \right) \times h_2 \right) \times b_2 \\ &= \left(\frac{2}{3} \times 17 \times (10,7 + 215) - \left(\frac{2}{3} \times (17 - 16,19) + 16,19 \right) \times 10,7 \right) \times 800 \times 10^{-3} = 1903,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} = 4029,34 + 250,61 + 1903,2 = 6183,15 \approx F_s = \frac{500}{1,15} \times 14252 = 6196,5 \text{ кН}$$

Предполагаемая высота нейтральной линии верна.

Определим предельный момент сечения:

$$M_{Rd} = F_s \times d - F_{c1} \times a_1 - F_{c2} \times a_2 - F_{c3} \times a_3 = (6196,5 \times 1080 - 402934,34 \times 84,65 - 250,61 \times 174,65 - 1903,2 \times 266) \times 10^{-3} = 5801 \text{ кН} \times \text{м}$$

8.2 Поперечная сила

8.2.1 Элементы, не требующие поперечную арматуру по расчету

8.2.1.1 Приведенные в 6.2.2 СН РК EN1992-1-1:2004/2011 формулы для проектирования железобетонных элементов без арматуры для восприятия сдвига основаны по результатам экспериментальных исследований. Основными характеристиками прочности при сдвиге для элементов без арматуры для восприятия напряжений сдвига являются прочность бетона, количество продольной арматуры в состоянии натяжения и значения высоты сечений.

8.2.1.2 [6.2.2(101)] Расчетное значение сопротивления поперечной силе $V_{Rd,c}$ определяется по формуле

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \times (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \times b_w \times d, \quad (8.14a)$$

с минимальным значением:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \times b_w \times d, \quad (8.14б)$$

где f_{ck} — в МПа;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, где d — рабочая высота сечения в миллиметрах;

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02,$$

здесь A_{sl} — площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена на расстояние $\geq (l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение (Рисунок 8.7). В расчет A_{sl} может включаться площадь сечения предварительно напряженной арматуры, имеющей сцепление с бетоном; в этом случае может использоваться средневзвешенное значение d ;

b_w — наименьшая ширина поперечного сечения растянутой зоны, мм;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd}, \text{ МПа} \quad (8.15)$$

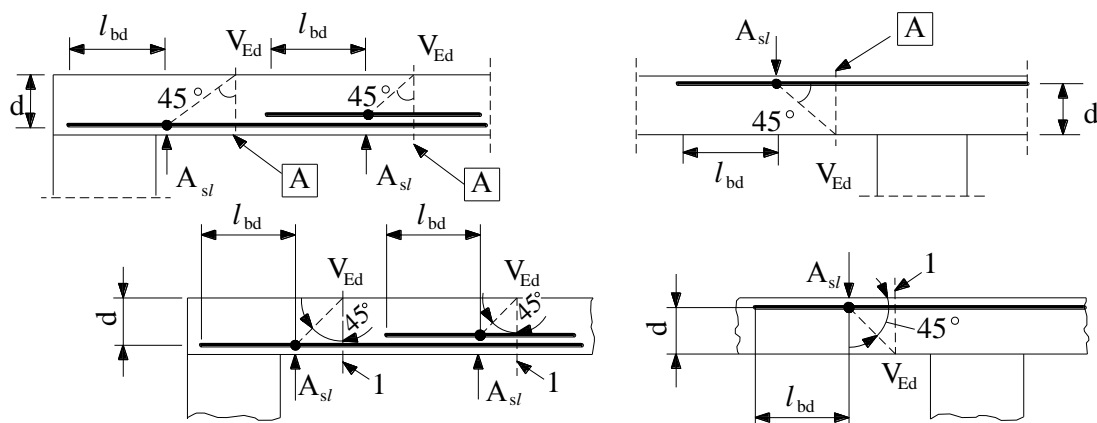
здесь N_{Ed} — осевое усилие в поперечном сечении от нагрузки или предварительного напряжения, в ньютонах (при сжатии $N_{Ed} > 0$). Влияние вынужденных деформаций от N_{Ed} можно не учитывать (влияние деформаций, например, вызванных усадкой или температурным воздействием, может быть проигнорировано);

A_c — площадь поперечного сечения бетона, мм²;

$V_{Rd,c}$ — в ньютонах.

ПРИМЕЧАНИЕ $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{\min} — по Формуле (8.16); $k_1 = 0,15$.

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}. \quad (8.16)$$



□ — рассчитываемое сечение

Рисунок 8.7 — Определение величины A_{sl} в формуле (8.14)

8.2.1.3 В соответствии с 6.2.2(2) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры сопротивление поперечной силе в зонах с трещинами от изгиба определяется по Формуле (8.14a). В зонах, которые не имеют трещин вследствие изгиба (то есть, где растягивающие напряжения при изгибе менее чем $f_{ctk,0.05}/\gamma_c$), сопротивление поперечной силе необходимо ограничить пределом прочности бетона при растяжении. Для таких сечений сопротивление поперечной силе рассчитывается следующим образом:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \times b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \times \sigma_{cp} \times f_{ctd}}, \quad (8.17)$$

где I — момент инерции сечения;

b_w — ширина поперечного сечения в центре тяжести, определенном, при наличии каналов, по Формулам (8.29) и (8.30).

S — статический момент площади сечения, расположенного над центральной осью, относительно этой оси;

$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1,0$ — для напрягаемой арматуры при натяжении на упоры;

$\alpha_1 = 1,0$ — для других видов предварительно напряженного элемента;

l_x — расстояние до рассматриваемого сечения от начала зоны передачи напряжений;

l_{pt2} — верхнее предельное значение длины зоны передачи напряжений для предварительно напряженных элементов согласно формуле (8.18) СН РК EN1992-1-1:2004/2011;

σ_{cp} — сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести от продольной силы и/или предварительно напряженного элемента ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, МПа, $N_{Ed} > 0$ при сжатии).

Рассматриваются не растрескавшиеся сечения, когда максимальное растягивающее напряжение меньше $f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ [2]. Под максимальным растягивающим напряжением при изгибе подразумевается максимальное растягивающее напряжение волокна (включая,

например, составляющую осевого напряжения и составляющую изгиба). Следует также отметить, что определение $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ включает в себя коэффициент α_{ct} , который, в соответствии с результатами экспериментов, при расчетах на сдвиг рекомендуется принимать равным 1,0.

В СН РК EN1992-1-1:2004/2011 за критерий разрушения при сдвиге для сечения без арматуры принимается превышение главным растягивающим напряжением в любой точке сечения предела прочности в бетоне, f_{ctd} (f_{ctd} является положительным числом, но по правилу знаков сжатие рассматривается как положительное, поэтому в формуле при растяжении принят вид $-f_{ctd}$).

Устанавливая равенство между главным растягивающим напряжением и прочностью на разрыв бетона, получается следующее уравнение:

$$-f_{ctd} = \frac{(\sigma_{cp} + \sigma_{bend})}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cp} + \sigma_{bend}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

где:

σ_{cp} - сжимающее напряжение от осевого нагружения или предварительного напряжения (после потерь и включая соответствующие частные коэффициенты безопасности) на рассматриваемом уровне (в МПа, сжатие взято как положительное)

σ_{bend} - напряжение от изгиба на рассматриваемом уровне (в МПа, сжатие взято как положительное)

τ - касательное напряжение,

$$\tau = \frac{V_{Rd,c} \times A_c \times z}{I \times b}$$

$V_{Rd,c}$ - прочность на сдвиг, определяемая как сдвигающая сила, требуемая, чтобы вызвать трещинообразование в стенке

I - момент инерции сечения

b - ширина стенки на проверяемом уровне с учетом ослабления каналами

$A_c \times z$ - статический момент отсеченной площади бетона над рассматриваемой плоскостью относительно центра тяжести поперечного сечения (СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 обозначает это S , если плоскость отсечения проходит через центр тяжести)

8.2.1.4 Для поперечных сечений, в которых ширина изменяется по высоте, максимальное главное напряжение может возникнуть на оси, не совпадающей с центральной. В данном случае необходимо определить минимальное значение сопротивления поперечной силе посредством расчета $V_{Rd,c}$ при различных положениях оси в поперечном сечении.

8.2.1.5 [6.2.2(3)] Расчет сопротивления поперечной силе по Формуле (8.17) не требуется выполнять в сечениях, которые находятся вблизи опоры на расстоянии, меньшем, чем точка пересечения центральной оси сечения и линии, наклоненной под углом 45° от внутренней грани опоры.

8.2.1.6 В соответствии с 6.2.2(5) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 для расчета продольной арматуры, в зонах, имеющих трещины при изгибе, линию эпюры M_{Ed} необходимо смещать на длину $a_1 = d$ в неблагоприятном направлении.

8.2.1.7 В соответствии с 6.2.2(6) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны $0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры (или середины опоры, если используются деформируемые опоры), вклад данной нагрузки в поперечном усилии V_{Ed} учитывается умножением на коэффициент $\beta = a_v/2d$. Данное понижение может быть применено при определении $V_{Rd,c}$ по Формуле (8.14a). Это правило понижения действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре. Для $a_v \leq 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$.

Поперечное усилие V_{Ed} , рассчитанное без учета понижающего коэффициента β , должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times b_w \times d \times v \times f_{cd} \quad (8.18)$$

При этом v является коэффициентом снижения прочности для бетона при образовании наклонных трещин.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение v рассчитывается следующим образом:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (f_{ck} \text{ в МПа}). \quad (8.19)$$

ПРИМЕР 8.2

Исходные данные: Плита толщиной 300 мм. Защитный слой 50 мм. Армирование - арматура Ø20 марки B500B, расстояние между стержнями в осях 150 мм. Класс бетона C35/45. $\gamma_c = 1,5$ - коэффициент надежности для бетона в соответствии с Таблицей 2.1N СН РК EN1992-1-1:2004/2011

Определить: 1 Предельную поперечную силу, воспринимаемую сечением.

Решение:

1 Определение предельной поперечной силы, воспринимаемой сечением

Определим рабочую высоту сечения

$$d = h - c_{min} - \frac{\varnothing}{2} = 300 - 50 - \frac{20}{2} = 240 \text{ мм}$$

Эффективная ширина плиты $b_w = 1000 \text{ мм}$

Определим погонную площадь армирования:

$$A_{sl} = \frac{\pi \times \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{s} = \frac{3,14 \times \left(\frac{20}{2}\right)^2}{0,150} = 2093,3 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Определим процент армирования плиты:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{2093,3}{1000 \times 240} = 0,0087 < 0,02$$

Определим предельную поперечную силу:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d$$

$\sigma_{cp} = 0$, так как на плиту не действует продольное усилие

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91 \leq 2,0$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,91 \times (100 \times 0,0087 \times 35)^{1/3} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 171,77 \text{ кН}$$

Определим минимальное значение предельного поперечного усилия в соответствии с пунктом 8.2.1.2.

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b \times d$$

$\sigma_{cp} = 0$, так как на плиту не действует продольное усилие

В соответствии с формулой (8.16)

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,91^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} = 0,55 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = (0,55 + 0,15 \times 0) \times 1000 \times 240 = 132000 \text{ Н} = 132,0 \text{ кН}$$

Полученное по расчету значение больше минимального значения.

8.2.2 Элементы, требующие по расчету поперечную арматуру

8.2.2.1 [6.2.3(1)] Расчет элементов конструкции с поперечной арматурой основывается на ферменной модели (см. Рисунок 8.8). На Рисунке 8.8 используются следующие обозначения:

α — угол между поперечной арматурой и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (положительный, как показано на Рисунке 8.8);

θ — угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию;

F_{td} — расчетное значение растягивающего усилия в продольной арматуре;

F_{cd} — расчетное значение сжимающего усилия в бетоне в направлении продольной оси элемента;

b_w — наименьшая ширина сечения между растянутым и сжатым поясами;

z — плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$.

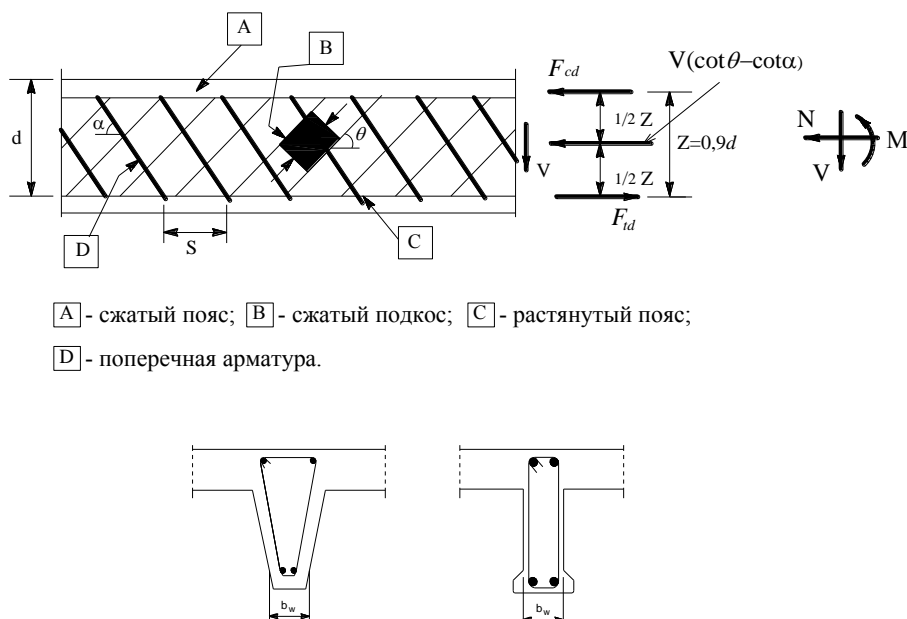


Рисунок 8.8 — Ферменная модель и обозначения для элементов с поперечной арматурой

8.2.2.2 Для элементов с наклонными (отогнутыми) напрягающими элементами в растянутом поясе необходимо устанавливать продольную арматуру, воспринимающую продольное растягивающее усилие от действия поперечной силы, как это определено в 8.2.2.6 и 8.2.2.7.

Угол θ , как правило, необходимо ограничивать.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое ограничение $\cot \theta$ приведено в выражении (8.20).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (8.20)$$

8.2.2.3 Согласно 6.2.3(103) СН РК EN1992-1-2:2005/2011 для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление поперечной силе V_{Rd} определяется как минимальное из величин, вычисленных по формулам (8.21) и (8.22):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \cot \theta, \quad (8.21)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (8.22)$$

где A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры;

s — шаг арматурных стержней;

f_{ywd} — расчетный предел текучести поперечной арматуры;

ν_1 — коэффициент снижения прочности бетона с трещинами при действии поперечной силы;

α_{cw} — коэффициент, учитывающий влияние напряжений в сжатом поясе.

Если используется Формула (8.23), то в формуле (8.21) величину f_{ywd} следует уменьшить до $0,8 \times f_{ywd}$.

Значение ν_1 следует принимать равной ν , определяемой по Формуле (8.19).

Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре составляет менее 80% от нормативного предела текучести f_{yk} , то ν_1 определяется следующим образом:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{для } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}; \quad (8.23a)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{для } f_{ck} > 60 \text{ МПа}. \quad (8.23b)$$

Рекомендуемое значение α_{cw} определяется:

1 для конструкций без предварительного напряжения;

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{для } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}; \quad (8.24.a)$$

$$1,25 \quad \text{для } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}; \quad (8.24.б)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{для } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}, \quad (8.24.в)$$

где σ_{cp} — среднее сжимающее напряжение в бетоне (принимается положительным), вызванное действием расчетных осевых сил. Эта величина определяется как осредненная в бетонном сечении с учетом арматуры. На расстоянии менее $0,5d \cot \theta$ от края опоры вычислять значение σ_{cp} не требуется.

8.2.2.4 В соответствии с 6.2.2(103) СН РК EN1992-2^2005/2011, если растянутый или сжатый пояса балок могут выдерживать все усилие предварительного напряжения, и по краям балок имеются уширения для распределения этого усилия (Рисунок 8.9), то при использовании прямых, предварительно напряженных арматурных элементов с высоким уровнем предварительных напряжений ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) в балках с тонкими стенками, допускается распределять усилие предварительного напряжения между поясами. В этих условиях для стенки следует учитывать только сжатие, вызванное поперечной силой ($\alpha_{cw}=1$).

Максимальная эффективная площадь сечения поперечной арматуры $A_{sw,max}$ для $\cot \theta = 1$ определяется по формуле

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}. \quad (8.25)$$

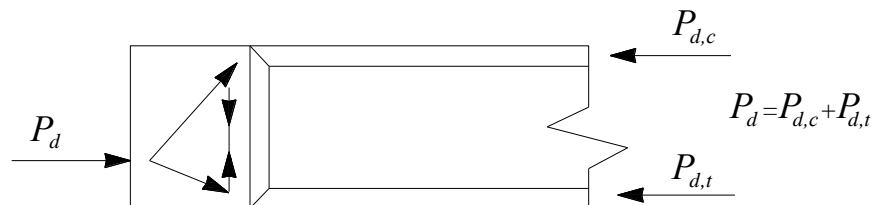


Рисунок 8.9 — Распределение предварительного напряжения торцевыми уширениями по поясам

8.2.2.5 Для элементов с наклонной поперечной арматурой сопротивление срезу принимается меньшим значением из вычисленных по Формулам (8.26) и (8.27):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (8.26)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \times \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (8.27)$$

Минимальная площадь эффективной поперечной арматуры $A_{sw,max}$ для $\cot \theta = 1$ следует из условия

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{2 \sin \alpha}. \quad (8.28)$$

8.2.2.6 [6.2.3(5)] В зонах без скачков и разрывов на эпюре поперечной силы V_{Ed} (например, при равномерно распределенной приложенной по верхней грани элемента нагрузке) площадь поперечной арматуры на любом отрезке длины $l = z \times \cot \theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на данном отрезке.

8.2.2.7 [6.2.3(6)] Если стенка имеет металлические заинъецированные каналы диаметром $\varnothing > b_w/8$, сопротивление поперечной силе $V_{Rd,max}$ необходимо вычислять на основе номинальной толщины ребра, определяемой по формуле

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5 \sum \varnothing, \quad (8.29)$$

где \varnothing — внешний диаметр канала, а $\sum \varnothing$ определяется для самого неблагоприятного положения.

Для заинъецированных металлических каналов диаметром $\varnothing \leq b_w/8$

$$b_{w,nom} = b_w.$$

Для незаинъецированных каналов, заинъецированных пластиковых каналов и натягающих элементов без сцепления расчетная ширина стенки

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \varnothing \quad (8.30)$$

Коэффициент 1,2 в Формуле (8.30) введен для того, чтобы учесть возможное раскалывание бетонных подкосов от поперечного растяжения. Если установлено достаточное количество поперечной арматуры, то данное значение может быть уменьшено до 1,0.

8.2.2.8 В соответствии с 6.2.3(107) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} в продольной арматуре, вызванное поперечной силой V_{Ed} , можно вычислить по формуле

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} \times (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (8.31)$$

При этом $M_{Ed}/z + \Delta F_{td}$ не должно превышать значения $M_{Ed,max}/z$.

8.2.2.9 Согласно 6.2.3(107) СН РК EN 1992-2:2005/2011, если используется предварительно напряженная арматура со сцеплением с бетоном, расположенная внутри растянутого пояса, то создаваемое предварительным напряжением сопротивление можно учитывать как составляющую для восприятия полного продольного растягивающего усилия. При использовании наклонных предварительно напряженных арматурных

элементов, сцепленных с бетоном, в сочетании с другой продольной арматурой или предварительно напряженными арматурными элементами, прочность на поперечную силу можно рассчитывать в упрощенном виде путем совмещения двух различных моделей балок с разной геометрией (см. Рисунок 8.10). Для проверки напряжений в бетоне с использованием Формулы (8.22) употребляется средневзвешенное значение между θ_1 и θ_2 .

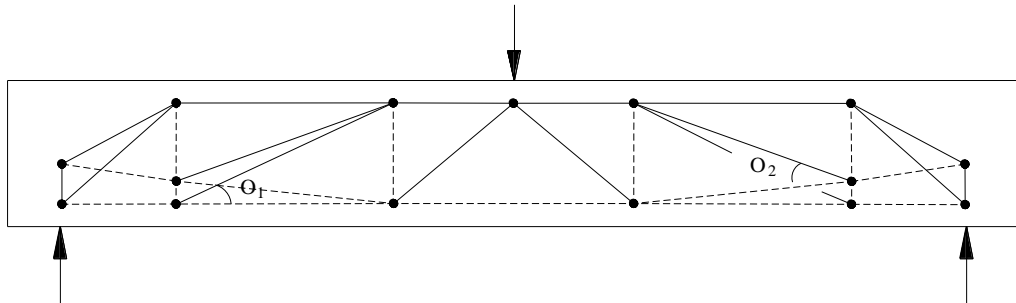


Рисунок 8.10 — Составная модель сопротивления поперечной силе

8.2.2.10 [6.2.3(8)] Для элементов конструкции, на верхнюю грань сечения которых приложена нагрузка в пределах зоны $0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры, доля этой нагрузки в поперечном усилии V_{Ed} может быть снижена умножением на коэффициент $\beta = a_v / 2d$.

Определенное таким образом поперечное усилие V_{Ed} должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha, \quad (8.32)$$

где $A_{sw} \times f_{ywd}$ — сопротивление поперечной арматуры, которая пересекает наклонную трещину между нагруженными зонами (см. Рисунок 8.11). Необходимо учитывать только поперечную арматуру в средней зоне длиной $0,75 \times a_v$. Понижение с помощью коэффициента β должно применяться только при расчете поперечного армирования. Причем только тогда, когда продольная арматура полностью заанкерена на опоре.

Для $a_v < 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$.

Значение V_{Ed} , определенное без учета понижающего коэффициента β , не должно превышать $V_{Rd,max}$ (см. формулу 8.22).

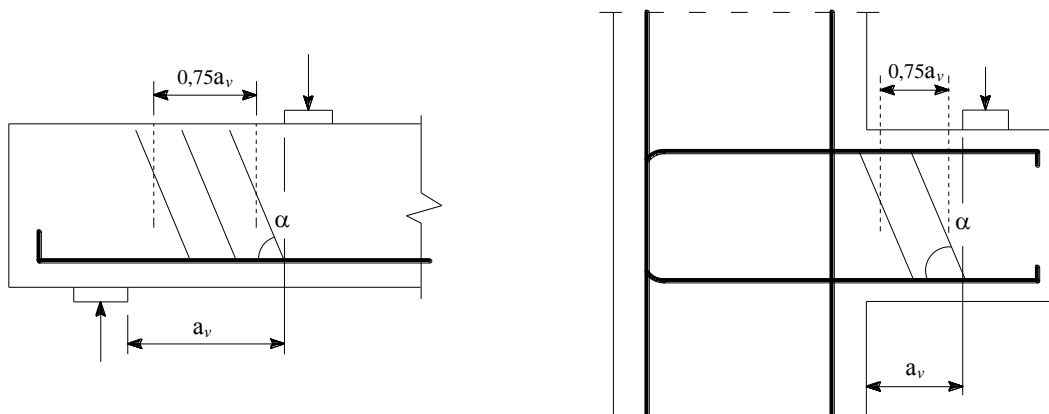


Рисунок 8.11 — Учитываемая поперечная арматура при коротких пролетах среза

8.2.2.11 [6.2.3(109)] Для составных конструкций со сборными железобетонными элементами и с предварительно напряженной арматурой без сцепления с бетоном внутри растянутого пояса необходимо учитывать влияние раскрытия стыков. В этих условиях, если не выполняется детальный расчет, то усилие в растянутом поясе после раскрытия стыка следует считать неизменным. Поэтому, по мере того, как прилагаемая нагрузка возрастает и стык раскрывается (см. Рисунок 8.12), наклон поля напряжений бетона в стенке возрастает. Высота сечения стенки, доступной для сжатия, уменьшается до величины h_{red} . Допустимую нагрузку по поперечной силе можно оценить по формуле (8.21), используя в ней значение θ , полученное для минимального значения остаточной высоты h_{red} .

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v_{fd}} (\cot \theta + \tan \theta). \quad (8.33)$$

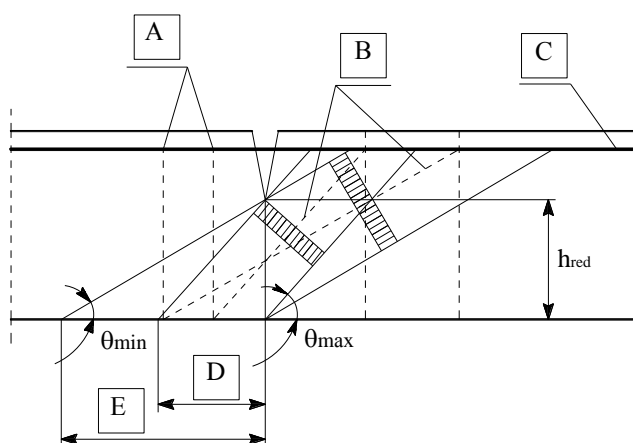
Поперечная арматура с площадью сечения на единицу длины, определяемой по формуле

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot \theta}, \quad (8.34)$$

должна быть предусмотрена в пределах расстояния $h_{red} \times \cot \theta$, но не более чем на длину элемента в обе стороны от стыка.

Усилие предварительного напряжения при необходимости следует увеличить таким образом, чтобы в предельном состоянии по несущей способности, при сочетании изгибающего момента и сдвига, раскрытие стыка было ограничено величиной $h - h_{red}$.

Рекомендуемое значение $h_{red} = 0,5h$.



A — оси теоретического растянутого элемента; **B** — оси теоретических сжатых элементов; **C** — растянутый пояс балки (внешний предварительно напряженный арматурный элемент); **D** — поле A: расположение хомутов с θ_{max} ($\cot \theta = 1,0$); **E** — поле B: расположение хомутов с θ_{min} ($\cot \theta = 2,5$)

Рисунок 8.12 — Поля диагональных напряжений по стыку стенки балки
8.3 Кривление

8.3.1 Расчетная процедура

8.3.1.1 В соответствии с 6.3.2(1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 касательные напряжения в стенке сечения, на которое воздействует только крутящий момент, определяются по формуле

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}. \quad (8.35)$$

Поперечная сила $V_{Ed,i}$ в i -й стенке при кручении определяется по формуле

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i. \quad (8.36)$$

где T_{Ed} — расчетное значение приложенного крутящего момента (см. Рисунок 8.13);

A_k — площадь, ограниченная центральными линиями соединенных стенок, включая площадь внутренней полости;

$\tau_{t,i}$ — касательные напряжения от кручения в i -й стенке;

$t_{ef,i}$ — эффективная толщина стенки: допускается принимать равной A/u , но не менее удвоенного расстояния между краем и центром тяжести продольной арматуры. Для полых сечений верхним пределом является фактическая толщина;

A — общая площадь сечения в пределах внешнего периметра сечения, включая площадь внутренней полости;

u — внешний периметр поперечного сечения;

z_i — длина стороны i -й стенки, определенная как расстояние между точками пересечения с примыкающими стенками.

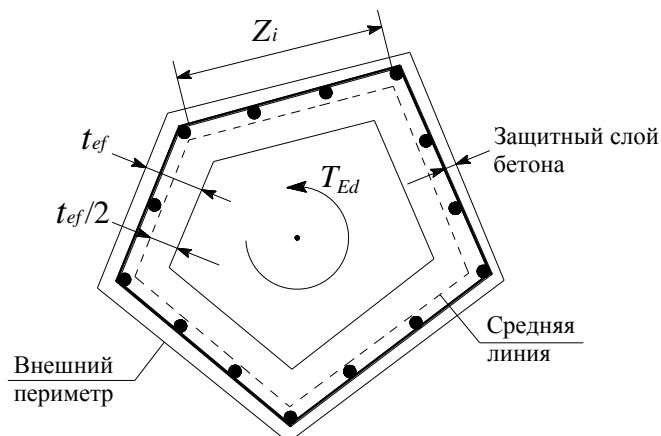


Рисунок 8.13 — Обозначения и определения при расчете на кручение

Расчетная толщина, $t_{ef,i}$, может быть изменена для оптимизации сопротивления кручению. При толщине, равной A/u (но не меньше величины двух расстояний от края сечения до центра продольной арматуры), сопротивление разрушению близко к пиковому. В этом случае линия действия силы не выходит за границы продольной арматуры. Данные

требования могут привести к трудностям в интерпретации тонкостенных сплошных сечений там, где минимальная допустимая расчетная (эффективная) толщина может превышать и A/u , и физическую полутолщину. Для полых сечений $t_{ef,i}$, очевидно, не должна превышать фактическую толщину стен. Если $t_{ef,i}$ сделана как можно меньшей, то вклад арматуры в сопротивление будет максимальным, а сила сдвига, которая должна быть выдержана стеной – сведена к минимуму. Однако небольшая толщина означает, что предельный крутящий момент снижается.

8.3.1.2 Согласно 6.3.2(102) СН РК EN1992-2:2005/2011 воздействие кручения и сдвига как на полые, так и на сплошные элементы можно рассматривать как накладывающиеся, при условии одинакового угла наклона θ . Предельные значения для величины θ , приведенные в 8.2.2.2, также полностью применимы к случаю сочетания сдвига и кручения.

Максимальная несущая способность элемента, находящегося под действием усилий сдвига и кручения, определяется по 8.3.1.5.

Для коробчатых сечений каждую стенку необходимо проверять отдельно на сочетание внутренних усилий сдвига, полученных при действии поперечной силы и крутящего момента (см. Рисунок 8.14).

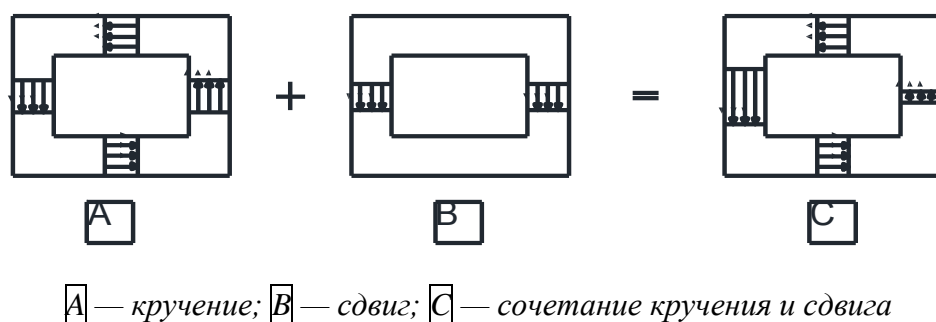


Рисунок 8.14 — Сочетание внутренних усилий в разных стенках коробчатого сечения

8.3.1.3 Согласно 6.2.3(103) СН РК EN1992-2:2005/2011 необходимую для восприятия кручения площадь сечения продольной арматуры ΣA_{si} можно вычислять по Формуле (8.37):

$$\frac{A_{sl} \times f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \times \cot \theta, \quad (8.37)$$

где u_k — периметр сечения конструкции площадью A_k ;

f_{yd} — расчетный предел текучести продольной арматуры A_{sl} ;

θ — угол наклона сжатых раскосов (см. Рисунок 8.16).

В сжатых поясах сечение продольной арматуры может быть уменьшено пропорционально имеющемуся усилию сжатия. В растянутых поясах продольная арматура для восприятия кручения должна быть добавлена к остальной арматуре.

Продольная арматура должна располагаться равномерно по длине z_i , однако для малых сечений она может быть сконцентрирована на концах.

Предварительно напрягаемые арматурные элементы, имеющие сцепление с бетоном, могут учитываться с ограничением создаваемого ими напряжения $\Delta\sigma_p < 500$ МПа. В этом случае выражение $\sum A_{sl} f_{yd}$ в Формуле (6.37) необходимо заменить на $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

8.3.1.4 Пункт 6.3.1(3) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 позволяет открытые сечения, такие как тавровые, разделять на ряд составляющих их прямоугольников, каждый из которых моделируется как эквивалентное тонкостенное сечение, а итоговое сопротивление кручению принимать как сумму сопротивлений отдельных элементов.

8.3.1.5 [6.3.2(104)] Максимальное сопротивление элемента, подверженного действию кручения и сдвига, ограничивается несущей способностью бетонных раскосов. Чтобы не допустить превышения этого сопротивления, необходимо соблюдение следующих условий:

— для сплошных поперечных сечений

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0, \quad (8.38)$$

где T_{Ed} — расчетный крутящий момент;

V_{Ed} — расчетное поперечное усилие;

$T_{Rd,max}$ — расчетное сопротивление скручиванию, определяемое по формуле

$$T_{Rd,max} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \cos\theta \times \sin\theta, \quad (8.39)$$

здесь v определяется по формуле (8.19), а α_{cw} — по формуле (8.24);

$V_{Rd,max}$ — максимальное расчетное сопротивление сдвигу, определяемое по Формуле (8.22) или (8.27). В сплошных сечениях для определения $V_{Rd,max}$ может использоваться полная ширина стенки балки.

— для коробчатых сечений расчет каждой стенки выполняется отдельно на сочетание усилий от сдвига и кручения. Предельное состояние по несущей способности для бетона следует проверять с учетом расчетного сопротивления сдвигу $V_{Rd,max}$.

8.3.1.6 Пункт 6.3.1(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 требует, чтобы доля суммарного расчетного крутящего момента, действующего на каждый составляющий прямоугольник, основывалась на проценте участия в итоговой жесткости при кручении, не приведшем к растрескиванию сечения. Каждый такой составляющий элемент может быть впоследствии спроектирован отдельно в соответствии с 6.3.1(5) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.3.1.7 [6.3.2.5] Для сплошных сечений, близких к прямоугольным, требуется назначать только минимальное армирование, если выполняется условие

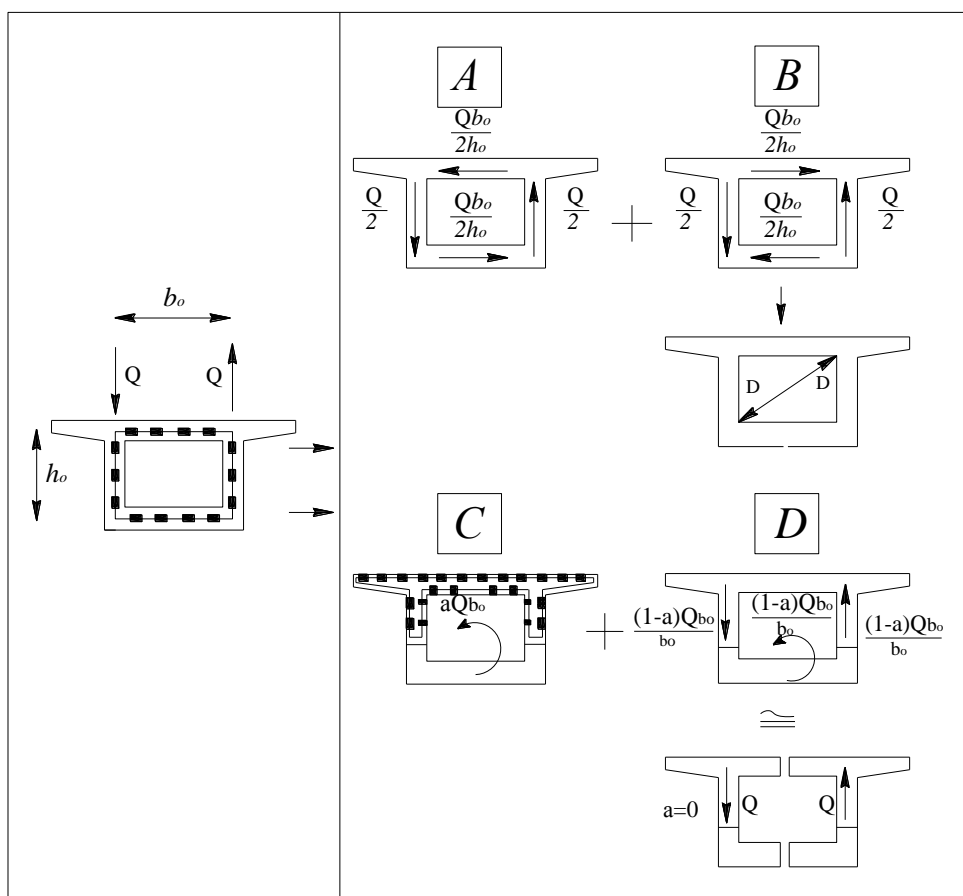
$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (8.40)$$

где $T_{Rd,c}$ — крутящий момент при образовании трещин, который может быть определен, принимая $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ — следует из формулы (8.14).

8.3.1.8 [6.3.2(106)] Для составных конструкций со сборными блочными элементами и с предварительно напряженной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, раскрытие

стыка на всю высоту соответствующей полки влечет существенное изменение механизма сопротивления кручению, если соответствующие шпонки, работающие на срез, оказываются неспособными воспринимать локальный срез из-за кручения. Вместо кругового кручения Бредта (Bredt) наблюдается сочетание деформирующего кручения и кручения Де Сен-Венана (De Saint Venant), причем первый механизм преобладает над вторым (см. Рисунок 8.15). В результате сдвиг стенки, вызванный кручением, практически удваивается и наблюдается значительная деформация сечения. В этих условиях необходимо проверить несущую способность стенки в предельном состоянии по несущей способности для наиболее сильно напряженной стенки; проверка выполняется согласно методу, приведенному в Приложении ММ, с учетом комбинации изгиба, сдвига и кручения.



\boxed{A} — кручение Бредта; \boxed{B} — самобалансирующееся кручение ;
 \boxed{C} — кручение Де Сен-Венана; \boxed{D} — деформирующее кручение.

Рисунок 8.15 — Изменение характеристик кручения в открытом соединении по сравнению с закрытым

ПРИМЕР 8.3

Исходные данные: Поперечное сечение указано на Рисунке 8.16

Расчетный крутящий момент $M_T = 30 \text{ кНм}$

$c_{nom}=40\text{мм}$ - толщина защитного слоя

Продольное армирование - 12 канатов

$P_{m,t} = 1878,28 \text{ кН}$ - усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$A_c = 6,07 \times 10^5 \text{ мм}^2$ - площадь бетонного сечения

$\gamma_c = 1,5$ - коэффициент надежности для бетона в соответствии с Таблицей 2.1N СН РК EN 1992-1-1:2004/2011

Определить: 1 Жесткость на кручение сечения

Заменим исходное сечение, приведенное на Рисунке 8.16, разбив его на элементы, эквивалентные по площади исходному сечению, как указано на Рисунке 8.17.

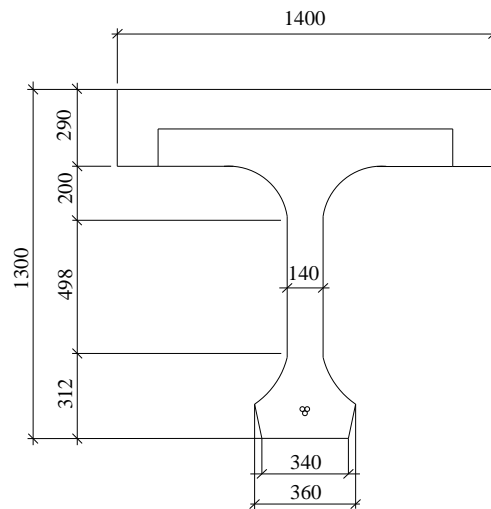


Рисунок 8.16 – Поперечное сечение балки

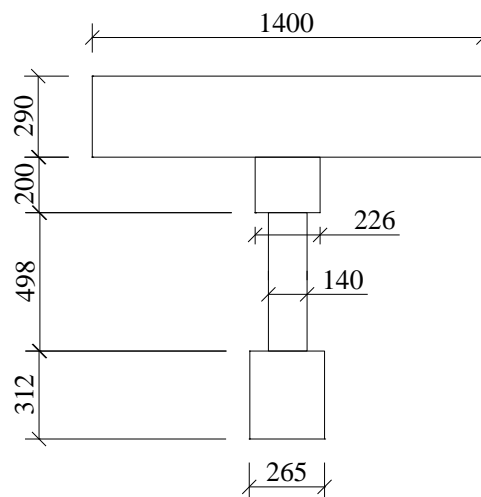


Рисунок 8.17 – Эквивалентное поперечное сечение

Решение:

1 Определение жесткости на кручение сечения

Определим жесткость на кручение отдельных элементов плиты:

$$I_{xx} = k \times b_{\max} \times b_{\min}^3,$$

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{b_{\min}}{b_{\max}} \left(1 - \frac{b_{\min}^4}{12 \times b_{\max}^4} \right) \right].$$

Расчет жесткости на кручение:

Плита

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{290}{1400} \left(1 - \frac{290^4}{12 \times 1400^4} \right) \right] = 0,29$$

$$I_{xx} = 0,29 \times 1400 \times 290^3 = 9,9 \times 10^9 \text{ мм}^4$$

Вут

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{200}{226} \left(1 - \frac{200^4}{12 \times 226^4} \right) \right] = 0,16$$

$$I_{xx} = 0,16 \times 200^3 = 2,89 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Стенка

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{140}{498} \left(1 - \frac{140^4}{12 \times 498^4} \right) \right] = 0,27$$

$$I_{xx} = 0,27 \times 498 \times 140^3 = 3,68 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Нижний пояс

$$k = \frac{1}{3} \times \left[1 - 0,63 \times \frac{276}{312} \left(1 - \frac{276^4}{12 \times 312^4} \right) \right] = 0,16$$

$$I_{xx} = 0,16 \times 312 \times 276^3 = 10,50 \times 10^8 \text{ мм}^4$$

Суммарная жесткость сечения на кручение равна $1,16 \times 10^{10} \text{ мм}^4$

Определим расчетный крутящий момент для каждого элемента сечения:

$$T_{Ed} = \frac{I_{xx} \times M_T}{\sum I_{xx}}.$$

Плита

$$T_{Ed} = \frac{9,9 \times 10^9 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 25,60 \text{ кН} \times \text{м}$$

Вут

$$T_{Ed} = \frac{2,89 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 0,75 \text{ кН} \times \text{м}$$

Стенка

$$T_{Ed} = \frac{3,68 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 0,95 \text{ кН} \times \text{м}$$

Нижний пояс

$$T_{Ed} = \frac{10,50 \times 10^8 \times 30}{1,16 \times 10^{10}} = 2,72 \text{ кН} \times \text{м}$$

8.4 Продавливание

8.4.1 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов стоек без поперечной арматуры

8.4.1.1 Продавливание является результатом действия сил, приложенных к сравнительно малым площадкам. Предельное состояние характеризуется образованием усеченной пирамиды, меньшим основанием которой является грузовая площадка, большее основание ограничено критическим (контрольным) периметром. В общем случае прочность зависит от критического периметра, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона срезу. За пределами критического периметра расчет выполняется на действие поперечной силы и момента рассмотренными ранее методами.

8.4.1.2 Основной контрольный периметр u_1 может быть, в общем случае, принят на расстоянии $2,0d$ от площади нагружения и должен быть построен таким образом, чтобы его длина была минимальной (Рисунок 8.18).

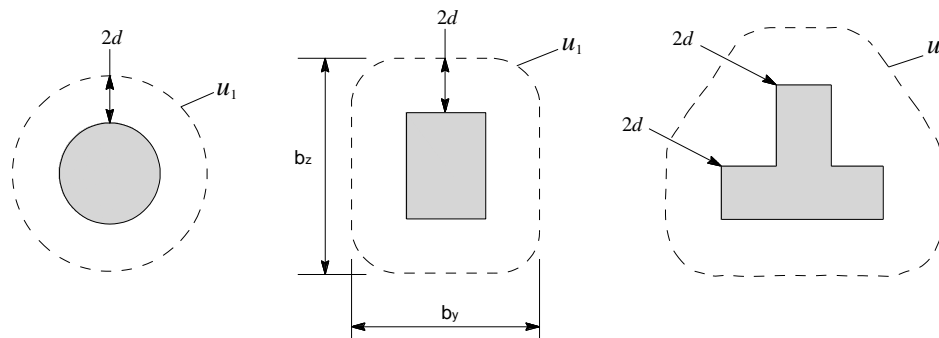


Рисунок 8.18 - Типичные контрольные периметры вокруг площадей приложения нагрузки

8.4.1.3 [6.4.4(1)] Сопротивление плиты продавливанию следует определять для основного контрольного сечения согласно 6.4.2 СН РК EN1992-1-1:2004/2011. Расчетное значение сопротивления продавливанию, МПа, может определяться следующим образом:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}, \quad (8.41)$$

где f_{ck} — в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0,$$

здесь d — в мм;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,02,$$

здесь ρ_{ly}, ρ_{lz} — коэффициенты армирования для растянутой стали, имеющей сцепление с бетоном в направлении соответствующих осей. Значения ρ_{ly} и ρ_{lz} , как правило, следует рассчитывать как средние значения, принимая в расчет ширину плиты, равную ширине стойки плюс $3d$ в каждую сторону;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2},$$

здесь σ_{cy}, σ_{cz} — нормальные напряжения в бетоне в направлениях y и z в критическом сечении (МПа, для сжатия — положительные):

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ и } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}},$$

N_{Edy}, N_{Edz} — продольные усилия, которые действуют на внутренние опоры во всей зоне в пределах площади рассматриваемого круглого сечения, и продольные усилия, которые действуют для угловых стоек в площади рассматриваемого круглого сечения. Данное усилие может возникнуть из-за нагрузки или из-за предварительного напряжения;

A_c — площадь бетона согласно определению N_{Ed} .

ПРИМЕЧАНИЕ $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C$, v_{min} — выражение по Формуле (8.16), $k_1 = 0,1$.

8.4.1.4 [6.4.4(2)] Сопротивление продавливанию фундаментов стоек необходимо определять для контрольного периметра в пределах $2d$ от края стойки.

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (8.42)$$

где V_{Ed} — приложенная поперечная сила;

ΔV_{Ed} — результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т. е. направленное вверх давление грунта за вычетом собственного веса фундамента.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d}, \quad (8.43)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a}, \quad (8.44)$$

где a — расстояние от края колонны до рассматриваемого контрольного периметра;

Для большинства оснований осевая нагрузка стоек будет сопровождаться изгибающим моментом (моментом защемления в уровне пролетного строения или горизонтальными силами, передающимися в верхней части стойки через подферменники). В таких случаях необходимо увеличить расчетное касательное напряжение для учета неравномерного распределения сдвига по всему контрольному периметру. Для этого существует выражение (8.45), аналогичное выражению (6.38) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 для случаев, когда нет действующего отпора грунта [2]

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u}{V_{Ed,red} \times W} \right], \quad (8.45)$$

где k определяется в зависимости от ситуации в 6.4.3 (3) или 6.4.3 (4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, а W по смыслу соответствует W_l , но определяется для периметра u .

8.4.1.5 Если высота плиты изменяется равномерно (см. Рисунок 8.19), то рабочая высота определяется исходя из высоты бетона, через которую проходит плоскость сдвига. Следовательно, 6.4.2(6) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 позволяет выбирать рабочую высоту на высоте бетона на поверхности площади нагружения. Там, где необходимо проверить другие периметры, кроме основного контрольного периметра (например, из-за отпора грунта, действующего на обратной стороне плиты), 6.4.2(7) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 требует, чтобы периметры имели ту же форму, что и основной контрольный периметр.

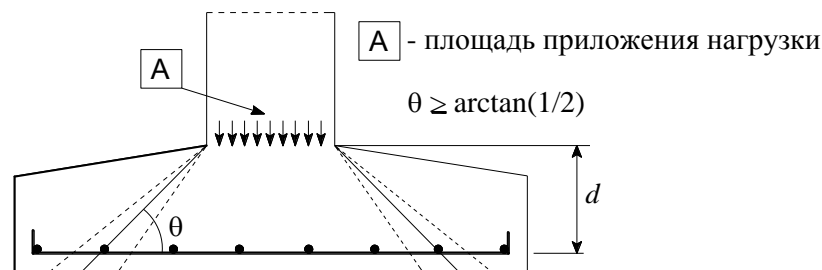


Рисунок 8.19 — Высота контрольного сечения в фундаменте переменной высоты

8.4.1.6 Если высота сечения меняется скачкообразно (см. Рисунок 8.20), вышеприведенное допущение рабочей высоты может быть недействительным, так как разрушение может происходить как в более высоком сечении, так и за его пределами в более низком. Для данного случая подходят пункты 6.4.2(8) до 6.4.2(11) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, рассматривающие особый случай с плитами с круглыми или прямоугольными оголовками (капителями) стоек, где имеет место локальное утолщение (или локальное расширение стойки) в верхней части. В таких случаях, возможно, придется проверить два контрольных периметра, как показано на Рисунке 8.20 – один внутри локального утолщения плиты (с продавливанием сквозь увеличенную толщину плиты) и один за ее пределами (с продавливанием сквозь меньшую толщину плиты).

8.4.1.7 Если стойка располагается близко к свободному краю плиты или углу (ближе, чем $2d$), то соответствующая часть периметра отсекается и не рассматривается в расчете.

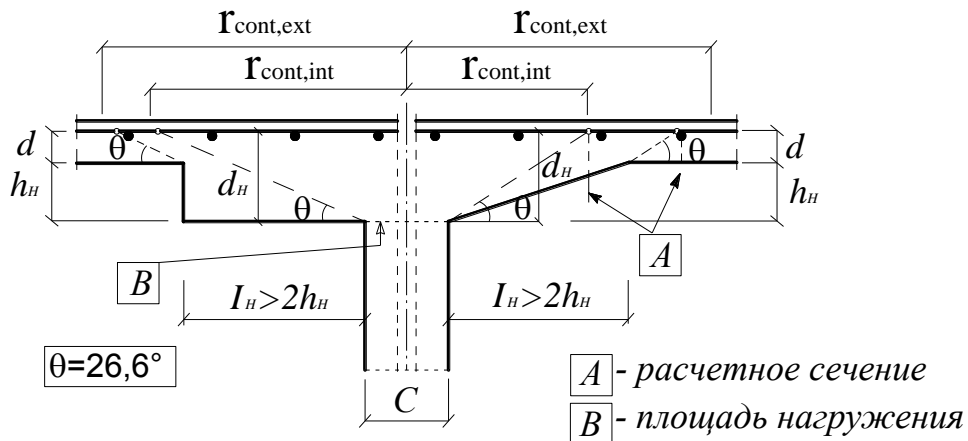


Рисунок 8.20 — Плита с капиталью стойки при $l_n > 2h_n$

ПРИМЕР 8.4

Исходные данные: Конструкция фундамента представлена на Рисунках 8.21 - 8.23.

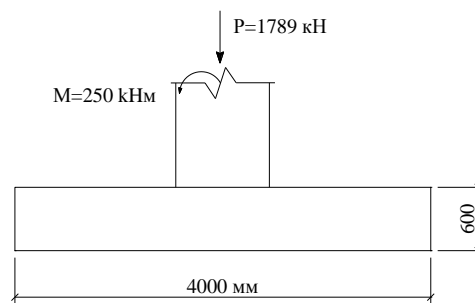


Рисунок 8.21 – Схема фундамента

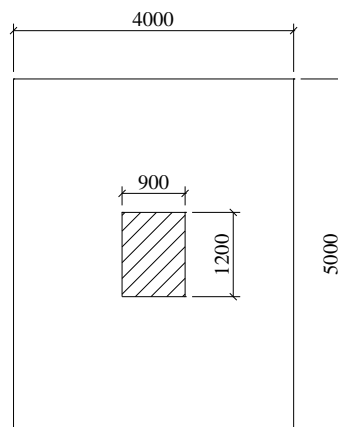


Рисунок 8.22 – План фундамента

$N_{Ed} = 1789 \text{ кН}$ - продольное усилие в основании опоры, с учетом собственного веса стойки опоры.

$M_{Ed} = 250 \text{ кН} \times \text{м}$ - изгибающий момент в основании опоры

Бетон С 35/45 $f_{ck} = 35 \text{ МПа}$

$\gamma_c = 1,5$ - коэффициент надежности для бетона в соответствии с Таблицей 2.1Н СН РК EN 1992-1-1:2004/2011

Определить: 1 Осуществить проверку на продавливание

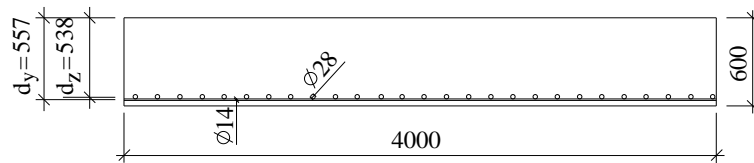


Рисунок 8.23 – Заданное армирование фундамента

1 Проверка на продавливание

Определим давление, приходящееся на фундамент:

От продольной силы

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1789}{4 \times 5} = 89,45 \text{ кН/м}^2$$

Армирование представлено на Рисунке 8.23

$$d_y = 557 \text{ мм} \quad A_{sy} = 5231,24 \text{ мм}^2$$

$$d_z = 538 \text{ мм} \quad A_{sz} = 16616,88 \text{ мм}^2$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} = 547,5 \text{ мм}$$

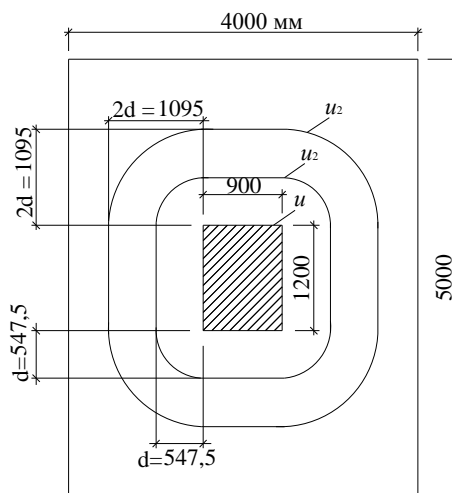


Рисунок 8.24 – План фундамента с контрольными периметрами

Определим контрольный периметр u_2

$$u_2 = 4 \times \pi \times 547,5 + 2 \times 1200 = 11076,6 \text{ мм}$$

Площадь под периметром

$$A_2 = 9443938 \text{ мм}^2 = 9,45 \text{ м}^2$$

Результирующее усилие (8.46):

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = 89,45 \times 9,45 = 845,3 \text{ кН}$$

$$V_{Ed,red} = 1789 - 845,3 = 943,7 \text{ кН}$$

Процент армирования по направлениям:

$$\rho_{y1} = \frac{5231,24}{5000 \times 557} = 0,0019 = 0,19\%$$

$$\rho_{z1} = \frac{16616,88}{4000 \times 538} = 0,0077 = 0,77\%$$

Суммарный процент армирования

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{y1} \times \rho_{z1}} = \sqrt{0,19 \times 0,77} = 0,38\% < 2\%$$

Определим коэффициент k

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{547,5}} = 1,6$$

В соответствии с (8.16)

$$\nu_{\min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,6^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} = 0,42 \text{ МПа}$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию

$$\nu_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq \nu_{\min}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$k_1 = 0,1$ - в соответствии с рекомендацией пункта 8.4.2.2

$$\nu_{Rd,c} = 0,12 \times 1,6 \times (100 \times 0,0038 \times 35)^{\frac{1}{3}} = 0,45 \text{ МПа} \geq 0,42 \text{ МПа}$$

Условие выполнено.

Для учета действия момента (эксцентричного действия усилия) необходимо вычислить функцию W_2 основного контрольного периметра u_2

$$W_2 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1$$

где $c_1=900$ — размер колонны параллельно эксцентриситету нагрузки;

$c_2=1200$ — размер колонны перпендикулярно эксцентриситету нагрузки

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 + 4 \times 1200 \times 547,5 + 16 \times 547,5^2 + 2 \times 3,14 \times 547,5 \times 900 = \\ &= 12 \times 10^6 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

Определим поперечное усилие при $u=u_2$ и $W=W_2$:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u}{V_{Ed,red} \times W} \right] = \frac{943,7 \times 10^3}{11076,6 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 11076,6}{943,7 \times 10^3 \times 12 \times 10^6} \right] =$$

$$= 0,19 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,45 \text{ МПа}$$

Проверка выполняется

При $c_1/c_2 = 0,75$ $k = 0,525$ (см. Таблицу 6.1 СН РК EN1992-1-1:2004/2011)

Необходимо проверить возможность продавливания на периметре при d

Определим контрольный периметр u_1

$$u_1 = 4 \times \pi \times \frac{547,5}{2} + 2 \times 900 + 2 \times 1200 = 7638,3 \text{ мм}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck}^{\frac{1}{3}}) \times \frac{2 \times d}{a}$$

$a = d$ - расстояние от края колонны до периметра.

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,6 \times (100 \times 0,0038 \times 35)^{\frac{1}{3}} \times 2 = 0,91 \text{ МПа}$$

Вычислим функцию W_1 основного контрольного периметра u_1 в соответствии с 6.41 СН РК EN1992-1-1:2004/2011

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times \frac{d}{2} + 16 \times \frac{d^2}{4} + 2 \times \pi \times \frac{d}{2} \times c_1$$

$$W_1 = \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 + 4 \times 1200 \times \frac{547,5}{2} + 16 \times \frac{547,5^2}{4} + 2 \times 3,14 \times \frac{547,5}{2} \times 900 = 5,55 \times 10^6 \text{ мм}^2$$

Определим поперечное усилие при $u=u_1$ и $W=W_1$:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u_1}{V_{Ed,red} \times W} \right] = \frac{943,7 \times 10^3}{7638,3 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 7638,3}{943,7 \times 10^3 \times 5,55 \times 10^6} \right] =$$

$$= 0,26 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,91 \text{ МПа}$$

$k = 0,525$ - определяется по Таблице 6.1 СН РК EN1992-1-1:2004/2011

Проверка продавливания у колонны

$$v_{Rd,max} = 0,5 \times v \times f_{cd} = 0,5 \times 0,516 \times 19,83 = 5,12 \text{ МПа}$$

f_{cd} - расчетные сопротивления бетона С 35/45

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ МПа}$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ - коэффициент, учитывающий долгосрочные воздействия, влияющие на прочность на сжатие, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250} \right) = 0,516$$

Определим контрольный периметр u_0

$$u_0 = 2 \times (900 + 1200) = 4200 \text{ мм}$$

Функция основного контрольного периметра u_0

$$W_0 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 = \frac{900^2}{2} + 1200 \times 900 = 1,485 \times 10^6 \text{ мм}^2$$

Определим поперечное усилие

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_0 \times d} \times \left[1 + k \times \frac{M_{Ed} \times u_0}{V_{Ed,red} \times W} \right] = \frac{943,7 \times 10^3}{4200 \times 547,5} \times \left[1 + 0,525 \times \frac{250 \times 10^6 \times 4200}{943,7 \times 10^3 \times 1,485 \times 10^6} \right] =$$

$$= 0,55 \text{ МПа} < V_{Rd,c} = 0,91 \text{ МПа}$$

8.5 Усталость

8.5.1 Общие требования

8.5.1.1 В соответствии с 6.8.1(102) СН РК EN1992-2:2005/2011 проверки на усталость должны выполняться для конструкций и их элементов, подверженных многократно повторяющимся воздействиям.

Проверки на усталость (выносливость) допускается не выполнять: для пешеходных мостов (кроме случаев конструкций с гибкими элементами, для которых ветровая нагрузка при назначении размеров сечения является определяющей); для автодорожных и железнодорожных мостов с засыпкой арочной и рамной конструкции с толщиной засыпки не менее 1,00 и 1,50 м соответственно; для конструкций фундаментов; для пилонов, сплошных колонн и опор (кроме стенок пустотелых опор), не объединенных жестко с вышележащими конструкциями; для подпорных стен насыпей; для конструкций, в которых от воздействия нагрузок и предварительного напряжения в крайних волокнах возникают только сжимающие напряжения.

8.5.2 Внутренние силы и напряжения при проверке на усталость

8.5.2.1 Определение напряжений должно производиться в предположении:

- поперечные сечения имеют трещины;
- бетон на растяжение не работает;
- гипотеза совместности относительных деформаций выполняется.

8.5.2.2 [6.8.2(2)P] Влияние различного сцепления напрягаемой стали и арматурной стали необходимо учитывать путем умножения уровня напряжений в арматурной стали, рассчитанного в предположении идеального сцепления, на коэффициент η :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \times \sqrt{\xi(\varnothing_s / \varnothing_p)}}, \quad (8.46)$$

где A_s — площадь сечения арматурной стали;

A_p — площадь сечения напрягающего элемента или элементов;

\varnothing_s — наибольший диаметр арматуры;

\varnothing_p — диаметр или эквивалентный диаметр арматуры напрягаемой стали:

$\varnothing_p = 1,6 \times \sqrt{A_p}$ — для пучков;

$\varnothing_p = 1,75 \varnothing_{wire}$ — для отдельных семипроволочных канатов;

$\varnothing_p = 1,20\varnothing_{wire}$ — для отдельных трехпроволочных канатов;

где \varnothing_{wire} — диаметр проволоки;

ξ — отношение прочности сцепления с бетоном напрягающего элемента и арматуры периодического профиля. Значения ξ приведены в Таблице 8.1.

8.5.2.3 При расчете поперечной арматуры наклон сжатых распорок θ_{fat} может быть рассчитан при помощи модели распорок и тяжей или по формуле

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0, \quad (8.47)$$

где θ — угол между бетонными сжатыми распорками и осью балки, принятый при расчете по предельному состоянию по несущей способности (см. 8.2.2).

Таблица 8.1 [6.2] — Отношение ξ прочности сцепления с бетоном напрягающих элементов и арматурной стали

Напрягаемая сталь	Предварительно натянута на упоры	ξ Со сцеплением, натяжение на бетон	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Гладкие стержни и проволока	Не применяется	0,3	0,15
Канаты	0,6	0,5	0,25
Профилированная проволока	0,7	0,6	0,3
Стержни периодического профиля	0,8	0,7	0,35
ПРИМЕЧАНИЕ Для значений между C50/60 и C70/85 может быть использована интерполяция.			

8.5.3 Метод проверки для арматурной и предварительно напряженной стали

8.5.3.1 [6.8.4(1)] Повреждение от одиночной амплитуды напряжения $\Delta\sigma$ может быть определено при использовании соответствующих $S - N$ диаграмм (см. Рисунок 8.25) для арматурной и напрягаемой стали. Приложенная нагрузка должна быть умножена на $\gamma_{F,fat}$. Рассчитанную амплитуду напряжений для N^* циклов нагрузки $\Delta\sigma_{Rsk}$ необходимо делить на частный коэффициент безопасности $\gamma_{S,fat}$.

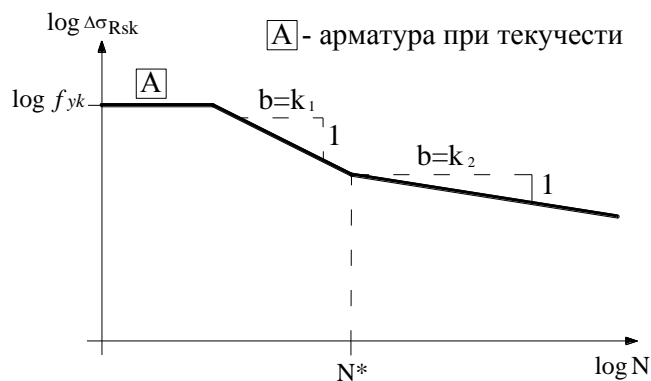


Рисунок 8.25 — Вид характеристической кривой усталостной прочности ($S'' - N''$ кривые для арматурной и напрягаемой стали)

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения $\gamma_{F,fat}=1,0$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Рекомендуемые значения параметров S – N кривых приведены в Таблицах 8.2 и 8.3 и действительны для арматурной и напрягаемой стали соответственно.

8.5.3.2 [6.8.4(2)] При многократных циклах с переменными амплитудами повреждения могут быть сложены по правилу Пальмгрена-Минера. Поэтому коэффициент усталостных повреждений D_{Ed} для стали вследствие соответствующих усталостных нагрузок должен удовлетворять условию

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (8.48)$$

где $n(\Delta\sigma_i)$ — количество приложенных циклов для уровня напряжений $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ — расчетное количество циклов для уровня напряжений $\Delta\sigma_i$.

Таблица 8.2 [6.3N] — Параметры S - N кривых для арматурной стали

Вид арматуры	N*	Показатель напряжения		$\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа, при N* циклах
		k ₁	k ₂	
Прямые и отогнутые стержни ¹⁾	10 ⁶	5	9	162,5
Сваренные стержни и проволочные сетки	10 ⁷	3	5	58,5
Соединения внахлестку	10 ⁷	3	5	35
¹⁾ Значения для $\Delta\sigma_{Rsk}$ действительны для прямых стержней. Значения для отогнутых стержней необходимо определять при помощи $\xi = 0,35 + 0,026D/\varnothing$, где D — диаметр оправки; \varnothing — диаметр стержня.				

Таблица 8.3 [6.4N] — Параметры S - N кривых для напрягаемой стали

S – N кривая для напрягаемой стали используемая при	N*	Показатель напряжений		$\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа, при N* циклах
		k ₁	k ₂	
Натяжении на упоры	10 ⁶	5	9	185
Натяжении на бетон	10 ⁶	5	9	185
отдельные канаты в пластмассовых каналах				
прямые напрягающие элементы или отогнутые элементы, напрягающие элементы в пластмассовых каналах		5	10	150
отогнутые напрягающие элементы в стальных трубах		5	7	120
соединения внахлестку		5	5	80

8.5.3.3 [6.8.4(3)] Если напрягаемая и арматурная сталь подвержена усталостным нагрузкам, то рассчитанные напряжения не должны превышать расчетного значения предела текучести стали.

8.5.3.4 [6.8.4(4)] Предел текучести необходимо определять посредством испытаний на растяжение используемой стали.

8.5.3.5 [6.8.4(5)] Если применяются правила для определения остаточного срока жизни существующей конструкции или для проверки необходимости усиления, и коррозия уже началась, уровень напряжений может быть определен путем уменьшения показателя напряжения k₂ для прямых и отогнутых стержней.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение коэффициента k₂= 5.

8.5.3.6 [6.8.4(6)P] Уровень напряжений для сварных стержней не должен превышать уровня напряжений для прямых или отогнутых стержней.

8.5.3.7 [6.8.4(107)] Для внешних и расположенных внутри бетонного сечения, не имеющих сцепления с бетоном предварительно напряженных арматурных элементов, проверка на усталость не требуется.

8.5.4 Проверка с использованием эквивалентного уровня напряжений

8.5.4.1 Проверка усталостных свойств производится:

- на эквивалентные уровни напряжений при повреждении для стали;
- на эквивалентные уровни напряжений сжатия при повреждении для бетона.

8.5.4.2 [6.8.5(2)] Метод эквивалентного уровня напряжений при повреждении заключается в представлении фактического эксплуатационного воздействия в виде N^* циклов загрузки с одним уровнем напряжений. СН РК EN 1992-2:2005/2011 дает соответствующие модели усталостных нагрузок и методы расчета эквивалентных уровней напряжений $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ для верхних строений автодорожных и железнодорожных мостов.

8.5.4.3 [6.8.5(3)] Для арматурной или напрягаемой стали и соединений внахлестку выносливость обеспечена, если выполняется условие:

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (8.49)$$

где $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ — уровень напряжений при N^* циклах нагрузки по S – N кривым на Рисунке 8.25;

ПРИМЕЧАНИЕ — См. также Таблицы 8.2 и 8.3.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ — эквивалентный уровень напряжений при повреждении для различных видов арматуры с учетом количества циклов нагружения N^* ;

$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ — максимальный уровень напряжений в стали при соответствующем сочетании нагрузок.

8.5.4.4 Формула (8.49) не распространяется на проверку усталости бетона. Подраздел NN.3.2 Приложения NN СН РК EN 1992-2:2005/2011 предусматривает проверку эквивалентных разрушающих напряжений бетона в железнодорожных мостах, однако, аналогичная проверка для автодорожных мостов отсутствует. Для таких мостов можно осуществить проверку бетона с помощью подходов, изложенных в 8.5.5 настоящего Пособия.

8.5.5 Проверка бетона при сжатии или поперечной нагрузке

8.5.5.1 Общая процедура проверки усталости бетона, приведенная в 8.5.5, требует суммарного расчета повреждений, как в 8.5.2 настоящего Пособия. Можно избежать длительного расчета для железнодорожных мостов, используя упрощенную проверку эквивалентных разрушающих напряжений, изложенную в подразделе NN.3.2, Приложения NN СН РК EN 1992-2:2005/2011. Однако, как было отмечено, ни Приложение

NN CH PK EN 1992-2:2005/2011, ни раздел 8.5.5 не дают необходимых данных для проверки автодорожных мостов.

8.5.5.2 [6.8.7(101)] Проверка должна выполняться с использованием данных о дорожном движении, диаграмм усталости (S-N) и типов нагрузок, установленных национальными органами управления. Проверочный расчет для железнодорожных мостов может выполняться на основе упрощенного подхода с использованием λ -величин (см. Приложение NN CH PK EN 1992-2:2005/2011).

Для проверки бетона применяется правило Майнера (Miner's rule): $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$,

где m — количество интервалов постоянной амплитуды;

n_i — фактическое количество циклов постоянной амплитуды в i -м интервале;

N_i — предельное количество циклов постоянной амплитуды в i -м интервале, которое может быть выдержано до разрушения. Величина N_i может задаваться национальными органами управления (диаграммы S-N) или вычисляться упрощенным методом по Формуле (8.53) с заменой коэффициента 0,43 на величину $(\log N_i)/14$ и преобразованием неравенства в равенство.

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \times \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1, \quad (8.50)$$

где R_{eq} — отношение напряжений;

Усталостную прочность сжатого бетона можно считать приемлемой, если выполняется следующее условие:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad (8.51)$$

$$N_i = 10 \exp \left(14 \times \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right) \right), \quad (8.52)$$

где R_i — коэффициент напряжения:

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}, \quad (8.53)$$

$E_{cd,min,i}$ — минимальные сжимающие напряжения:

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.54)$$

$E_{cd,max,i}$ — максимальные сжимающие напряжения:

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.55)$$

где $\sigma_{cd,max,i}$ — максимальные напряжения в цикле;

$\sigma_{cd,min,i}$ — минимальные напряжения в цикле;

$f_{cd,fat}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете на усталость по Формуле (8.56):

$$f_{cd,fat} = k_1 \times \beta_{cc}(t_0) \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (8.56)$$

где $\beta_{cc}(t_0)$ — коэффициент прочности бетона при первом приложении нагрузки (см. 5.1.2.4);

t_0 — время начала действия циклической нагрузки на бетон, дни.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значение $k_I = 0,85$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Дополнительные сведения приведены в Приложении NN СН РК EN 1992-2:2005/2011

8.5.5.3 [6.8.7(2)] Достаточное сопротивление усталости может быть принято для бетона при сжатии, если выполняется условие

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (8.57)$$

$\leq 0,9$ для $f_{ck} \leq 50$ МПа,

$\leq 0,8$ для $f_{ck} > 50$ МПа,

где $\sigma_{c,max}$ — максимальное сжимающее напряжение в волокне при частом сочетании воздействий (напряжения сжатия принимаются со знаком «плюс»);

$\sigma_{c,min}$ — минимальное сжимающее напряжение в том же волокне, в котором действует $\sigma_{c,max}$. Если $\sigma_{c,min}$ является напряжением растяжения, то, как правило, $\sigma_{c,min}$ принимают равным нулю.

8.5.5.4 [6.8.7(3)] Условие (8.57) может применяться также для сжатых распорок элементов, подверженных действию поперечной силы. В данном случае, как правило, прочность бетона при сжатии $f_{cd,fat}$ необходимо уменьшить на коэффициент снижения прочности ν (см. 8.2.1.7)

8.5.5.5 [6.8.7(4)] Для элементов без требуемой по расчету в предельном состоянии по несущей способности поперечной арматуры может быть принято достаточным сопротивление бетона усталости при наличии поперечного усилия, если выполняются следующие условия:

$$\text{— для } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0 \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (8.58)$$

$\leq 0,9$ для бетона класса C50/60 и менее;

$\leq 0,8$ для бетона класса более C55/67;

$$\text{— для } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \leq 0 \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (8.59)$$

где $V_{Ed,max}$ — расчетное значение максимального поперечного усилия при частом сочетании воздействий;

$V_{Ed,min}$ — расчетное значение минимального поперечного усилия при частом сочетании воздействий в сечении, в котором возникает $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,ct}$ — расчетное значение сопротивления поперечному усилию согласно Формулы (8.14).

8.5.6 Мембранные элементы

8.5.6.1 [6.109(101)] Мембранные элементы могут использоваться для проектирования двумерных бетонных элементов, в которых возникают различные внутренние усилия; эти усилия рассчитываются методами конечных элементов в виде напряжений. В мембранных элементах усилия действуют в плоскости — σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} , как показано на Рисунке 8.26.

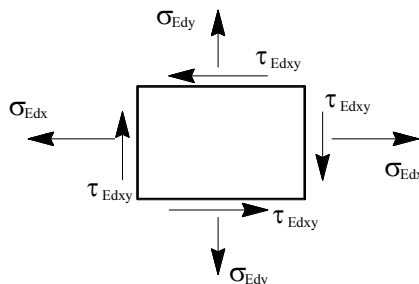


Рисунок 8.26 — Мембранный элемент

8.5.6.2 [6.109(102)] Мембранные элементы могут проектироваться на основе применения теории пластичности с использованием нижнего граничного решения.

8.5.6.3 [6.109(103)] Максимальное значение сжимающих напряжений можно определить как функцию основных значений напряжений:

а) если оба основных напряжения сжимающие, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = 0,85 f_{cd} \times \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2}, \quad (8.60)$$

где $\alpha \leq 1$ — отношение двух основных напряжений;

б) если пластический расчет выполнялся при $\theta = \theta_{el}$, и при этом, по меньшей мере, одно из главных напряжений растягивающее, и в арматуре не возникает текучести, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = f_{cd} \times \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \times (0,85 - \nu) \right], \quad (8.61)$$

где σ_s — максимальное растягивающее напряжение арматуры;

ν — определяется согласно 8.2.1.7 настоящего Пособия.

в) если выполнен пластический расчет и где-либо в арматуре возникает текучесть, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = \nu \times f_{cd} \times (1 - 0,032|\theta - \theta_{el}|), \quad (8.62)$$

где θ_{el} — угол наклона главных сжимающих напряжений в пластическом расчете к оси x , градусы;

θ — угол наклона главных сжимающих напряжений в предельном состоянии по несущей способности к оси x , градусы.

В Формуле (8.62) величина $|\theta - \theta_{el}|$ должна быть ограничена значением 15° .

9 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS)

9.1 Ограничение напряжений

9.1.1 Сжимающие напряжения в бетоне мостовых конструкций должны быть ограничены, чтобы при нормальных условиях эксплуатации допущения, сделанные в расчетных моделях (например, о линейно-упругом поведении), оставались в силе, а также, чтобы избежать такого разрушения как микротрещины, продольные трещины, приводящие к снижению долговечности. Так же должен быть исключен высокий уровень ползучести там, где это приводит к неприемлемым эффектам воздействия на функции конструкции.

При возобновляющихся расчетных ситуациях напряжения обычно проверяют вскоре после открытия моста для движения, когда некоторая ползучесть уже имела место, а также в более позднее время, когда ползучесть и усадка в основном завершены. Это влияет на потерю предварительного напряжения в конструкциях и отношение модулей для расчета напряжения, ширины раскрытия трещин. Может возникнуть необходимость учета части эффектов длительной усадки, потому что до половины долгосрочной усадки может произойти в течение первых 3 месяцев (100 дней) после окончания отверждения бетона.

9.1.2 Продольные трещины могут возникать, если напряжение при сочетании характеристических нагрузок превышает критическое значение. При отсутствии других способов, например, увеличения защитного слоя бетона или усиления поперечной арматурой, может оказаться целесообразным ограничить сжимающие напряжения значением $k_1 f_{ck}$ на участках, подверженных воздействию окружающей среды классов XD, XF, XS (Таблица 6.1).

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $k_1 = 0,6$. При косвенном армировании может быть увеличено на 10 %.

Образование микротрещин обычно начинает развиваться в бетоне, где сжимающее напряжение превышает приблизительно 70% прочности при сжатии. Учитывая вышеупомянутые ограничения для контроля над продольным трещинообразованием, никаких дополнительных критериев для контроля над образованием микротрещин не требуется [2].

9.1.3 [7.2.(3)] Если напряжение в бетоне при практически постоянном сочетании нагрузки составляет менее $k_2 f_{ck}$, может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает $k_2 f_{ck}$, как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение коэффициента $k_2 = 0,45$.

9.1.4 [7.2.(4)] Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены во избежание неупругих относительных деформаций, неприемлемой ширины раскрытия трещин или общих деформаций.

9.1.5 [7.2.(5)] Отсутствие неприемлемого трещинообразования или деформации будет достигнуто, если при характеристическом сочетании воздействий растягивающее напряжение в арматуре не превышает $k_3 f_{yk}$. Если напряжение обуславливается вынужденными деформациями, растягивающее напряжение не должно превышать $k_4 f_{yk}$. Среднее значение напряжений в напрягающих элементах не должно превышать $k_5 f_{yk}$.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения коэффициентов $k_3 = 0,8$, $k_4 = 1,0$ и $k_5 = 0$,

9.1.6 Следующий метод, приведенный ниже, для определения напряжений в растрескавшихся железобетонных балках и плитах, изложен в [2]. Модуль бетона, используемый для анализа сечений, зависит от отношения постоянных нагрузок к временным воздействиям. Кратковременный модуль упругости бетона – E_{cm} , долговременный модуль упругости – $E_{cm}/(1+\varphi)$.

Эффективный модуль бетона при сочетании постоянных и временных нагрузок:

$$E_{c,eff} = \frac{(M_{qp} + M_{st}) \times E_{cm}}{M_{st} + (1 + \varphi) \times M_{qp}}$$

где M_{st} – момент от временной нагрузки, а M_{qp} – момент от квазипостоянной нагрузки. Исходя из теории плоских сечений, высота сжатой зоны может быть определена из упругого расчета (Рисунок 9.1)

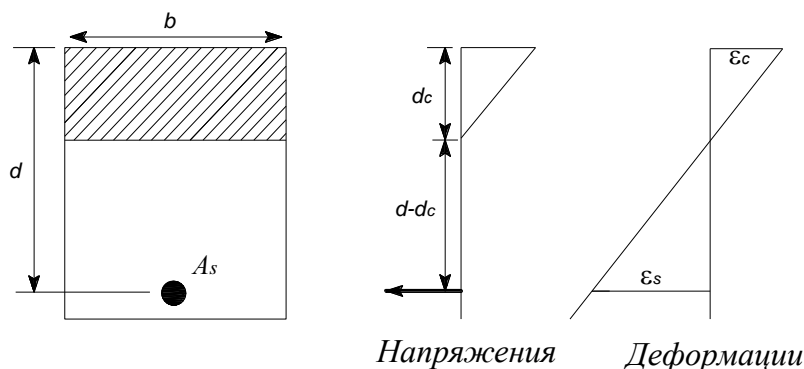


Рисунок 9.1 – Обозначения для прямоугольной балки

9.1.7 По гипотезе плоских сечений принимается следующее равенство деформаций:

$$\varepsilon_s = \frac{d - d_c}{d_c} \times \varepsilon_c$$

9.1.8 Из условия равновесия получаем следующее равенство равнодействующих сил в арматуре и бетоне:

$$F_s = F_c$$

Таким образом

$$A_s \times E_s \times \varepsilon_s = 0.5 \times b \times d_c \times \varepsilon_c \times E_{c,eff}$$

9.1.9 Осуществив подстановки и преобразование в уравнении, приведенном выше, получается выражение для определения высоты сжатой зоны бетона:

$$d_c = \frac{-A_s \times E_s + \sqrt{(A_s \times E_s)^2 + 2 \times b \times A_s \times E_s \times E_{c,eff} \times d}}{b \times E_{c,eff}}$$

9.1.10 Момент инерции приведенного к арматурной стали сечения выведен из поперечного сечения на Рисунке 9.2:

$$I = A_s \times (d - d_c)^2 + \frac{1}{3} \times \frac{E_{c,eff}}{E_s} \times b \times d_c^3$$

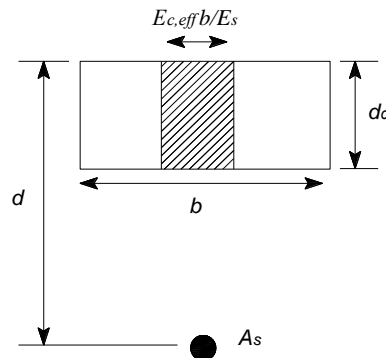


Рисунок 9.2 – Схема приведения растрескавшегося сечения к арматурной стали

9.1.11 Момент сопротивления сечения:

$$\text{Для бетона - } W_c = \frac{I}{d_c}, \text{ для арматуры - } W_s = \frac{I}{(d - d_c)}.$$

9.1.12 Для данного момента M_{Ed} напряжения определяются следующим образом:

$$\text{Для бетона - } \sigma_c = \frac{M_{Ed}}{W_c} \times \frac{E_{c,eff}}{E_s}, \text{ для арматуры - } \sigma_s = \frac{M_{Ed}}{W_s}.$$

9.1.13 Деформации:

$$\text{Для бетона - } \varepsilon_c = \frac{M_{Ed}}{W_c \times E_s}, \text{ для арматуры - } \varepsilon_s = \frac{M_{Ed}}{W_s \times E_s}.$$

9.2 Контроль трещин

9.2.1 Общие положения

9.2.1.1 В соответствии с 7.3.1(1)Р—7.3.1(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 трещинообразование необходимо ограничивать до степени, при которой оно не будет

влиять на надлежащее функционирование и долговечность конструкции или ухудшать ее внешний вид.

Трещинообразование является обычным в железобетонных конструкциях, подверженным изгибу, срезу, кручению или растяжению, которые возникают при непосредственном приложении нагрузки или ограничении перемещений или вынужденных деформациях.

Трещины могут появляться также по другим причинам, таким как пластическая усадка или химические реакции расширения внутри затвердевшего бетона. Такие трещины могут быть недопустимо большими, но их исключение и контроль вне правил, установленных в настоящем подразделе.

Образование трещин может быть допущено без проверки ширины их раскрытия, если они не влияют на функционирование конструкции.

9.2.1.2 Обычно трещинообразование наносит ущерб работе конструкции, способствует началу коррозии арматуры или портит внешний вид сооружения. Отношение между трещинообразованием и коррозией в железобетоне широко исследовалось. Щелочные свойства свежееуложенного бетона защищают арматуру от коррозии. Эта защита может быть сведена на нет карбонизацией или попаданием хлоридов. Трещины могут привести к ускорению этих двух процессов, обеспечивая возможность для проникновения углекислого газа и хлорид-ионов к арматуре. Размер трещин также оказывает влияние на время начала коррозии арматуры.

9.2.1.3 [7.3.1(105)] Предельное значение ширины раскрытия трещины w_{max} назначается в соответствии с требуемыми функциями, видом конструкции, а также расходов на ограничение трещинообразования. Из-за случайного характера трещинообразования фактическую ширину раскрытия трещин предсказать невозможно. Однако, если ширина раскрытия трещины, рассчитанная в соответствии с положениями, приведенными в настоящем Пособии, не превышает величин, указанных в Таблице 9.1, то нарушение эксплуатационной пригодности конструкции из-за трещин маловероятно.

Пределы декомпрессии требуют, чтобы весь бетон на определенном расстоянии от предварительно напрягаемых арматурных элементов, имеющих сцепление с бетоном, или их каналов оставался в сжатом состоянии под заданной нагрузкой.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое расстояние — 100 мм.

9.2.1.4 [7.3.1(7)] Особые меры необходимы для элементов, находящихся в условиях класса эксплуатации XD3. Выбор соответствующих мер будет зависеть от вида агрессивного вещества (агента).

9.2.1.5 [7.3.1(8)] При использовании моделей «распорка — тяж» с распорками, ориентированными вдоль траекторий сжимающих напряжений и работающими без трещин, возможно использовать усилия в тяжах для определения соответствующих напряжений в стали и расчета ширины трещины (см. 5.6.4(2) СН РК EN1992-1-1:2004/2011).

9.2.1.6 [7.3.1(9)] Ширина раскрытия трещины может быть определена в соответствии с 9.2.3 настоящего Пособия. Упрощенная альтернатива заключается в

ограничении диаметра стержней или расстояний между ними согласно 7.3.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Таблица 9.1 [7.101N] — Рекомендуемые значения w_{\max} и соответствующие правила для комбинаций нагрузок

Класс воздействия	Железобетонные элементы и элементы с предварительно напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном	Железобетонные элементы и элементы с предварительно напрягаемой арматурой, имеющие сцепление с бетоном
	Псевдостатическая комбинация нагрузок	Часто встречающаяся комбинация нагрузок
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия

^{a)} Для классов воздействия X0 и XC1 ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность и ограничивается требованием к внешнему виду. Если требования в отношении внешнего вида отсутствуют, это ограничение может быть смягчено.

^{b)} Для этих классов воздействий при псевдостатической комбинации нагрузок необходима также проверка сжимающих напряжений.

9.2.2 Минимальная площадь арматуры

9.2.2.1 В соответствии с 7.3.2(102) СН РК EN 1992-2:2005/2011 для поперечных сечений сложной формы, например тавровых и коробчатых балок, минимальная площадь сечения арматуры определяется для отдельных частей сечения (стенки, полки).

Для сечений, имеющих полки, например тавровых и коробчатых балок, разделение на части должно выполняться в соответствии с Рисунком 9.3.

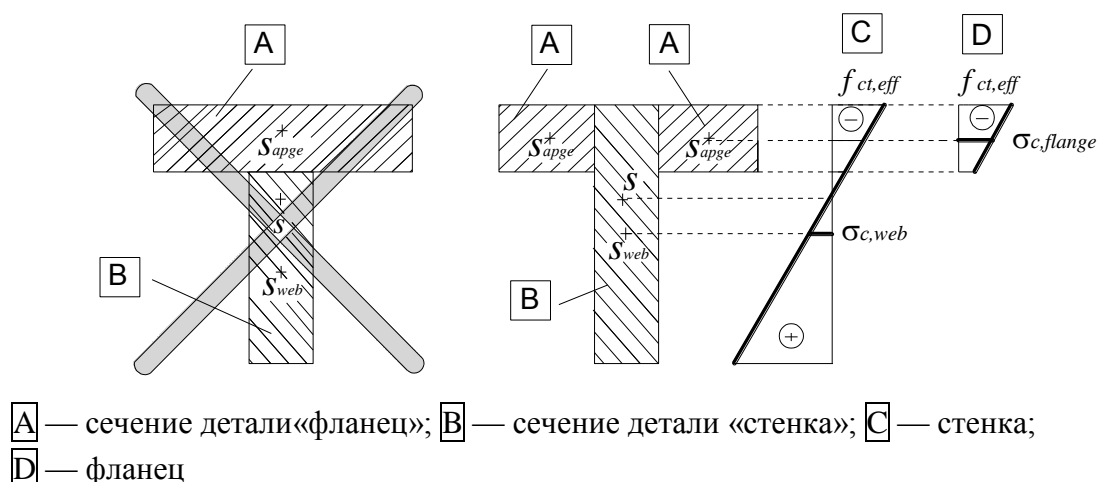


Рисунок 9.3 — Пример разделения таврового поперечного сечения для расчета трещинообразования

9.2.2.2 [7.3.2(4)] В предварительно напряженных элементах не требуется никакой минимальной арматуры в сечениях, в которых при характеристическом сочетании нагрузок и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее $\sigma_{ct,p}$.

Это не снимает необходимости назначения арматуры для контроля над преждевременным растрескиванием от температуры до применения предварительного напряжения.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение для $\sigma_{ct,p}$ равно $f_{ct,eff}$

9.2.2.3 [7.3.2(102)] Требуемые минимальные площади сечения арматуры могут вычисляться в соответствии с формулой:

$$A_{s,min} \times \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (9.1)$$

где $A_{s,min}$ — минимальная площадь сечения арматуры в растянутой зоне;

A_{ct} — площадь сечения бетона растянутой зоны. Под зоной растяжения понимается часть сечения, которая, по расчетам, находится в состоянии растяжения непосредственно перед образованием первой трещины;

σ_s — абсолютное максимальное напряжение, допустимое в арматуре, непосредственно после образования трещины. В качестве этой величины может использоваться предел текучести арматуры f_{yk} . Для выполнения ограничений по ширине раскрытия трещины в соответствии с 7.3.3(2) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 может потребоваться меньшая величина;

$f_{ct,eff}$ — среднее значение прочности бетона при растяжении на момент образования первой трещины: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ или ниже, $(f_{ctm}(t))$, если образование трещин ожидается ранее, чем через 28 сут;

k — коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешивающихся напряжений.

$k = 1,0$ — для стенок с $h \leq 300$ мм или полок шириной менее 300 мм;

$k = 0,65$ — для стенок с $h \geq 800$ мм или полок шириной свыше 800 мм;

ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения k могут определяться путем интерполяции

k_c — коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении перед образованием трещин и изменение уровня армирования.

Для чистого растяжения $k_c = 1,0$.

Для изгиба, в том числе для изгиба в сочетании с осевыми усилиями:

— для прямоугольных сечений, стенок коробчатых сечений и тавровых сечений:

$$k_c = 0.4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \times (h/h^*) \times f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (9.2)$$

— для полок коробчатых и тавровых сечений:

$$k_c = 0.9 \times \frac{F_{ct}}{A_{ct} \times f_{ct,eff}} \geq 0.5 \quad (9.3)$$

где σ_c — среднее напряжение бетона, действующее на рассматриваемую часть сечения:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \times h}$$

здесь N_{Ed} — осевое усилие, в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации, действующее на рассматриваемую часть поперечного сечения (усилие сжатия имеет положительный знак). Величину N_{Ed} необходимо определять при характеристических значениях предварительного напряжения и осевых усилий;

$h^* = h$, если $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ м, если $h \geq 1,0$ м;

k_1 — коэффициент, учитывающий влияние осевых усилий на распределение напряжений:

$k_1 = 1,5$, если N_{Ed} — усилие сжатия;

$k_1 = \frac{2}{3} \times \frac{h^*}{h}$, если N_{Ed} — усилие растяжения;

F_{ct} — абсолютная величина усилия растяжения в полке перед образованием трещин.

9.2.2.4 В соответствии с 7.3.2(3) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 напрягающие элементы, имеющие сцепление с бетоном, в растянутой зоне могут быть учтены при расчете трещиностойкости в пределах расстояния от центра напрягающего элемента не более 150 мм. Это влияние может быть учтено добавлением слагаемого $\xi_1 \times A_p' \times \Delta\sigma_p$ в левую часть формулы (9.1),

где A_p' — площадь сечения напрягаемых арматурных элементов в пределах эффективной площади $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ — эффективная площадь растянутого бетона, окружающего арматуру или напрягающие элементы, с высотой $h_{c,ef}$, причем $h_{c,ef}$ принимается как меньшее значение $[2,5 \times (h - d); (h - x)/3; h/2]$ (Рисунок 9.4);

$\Delta\sigma_p$ — отклонение напряжения в напрягающих элементах;

ξ_1 — поправочный коэффициент прочности сцепления

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \times \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \quad (9.4)$$

здесь ξ — отношение прочностей сцепления напрягаемой и арматурной стали согласно Таблице 8.4;

\varnothing_s — наибольший диаметр арматурной стали;

\varnothing_p — эквивалентный диаметр напрягающих элементов согласно пункту 8.5.2.2.

Если для ограничения ширины раскрытия трещин используется только напрягаемая сталь, то действует условие $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

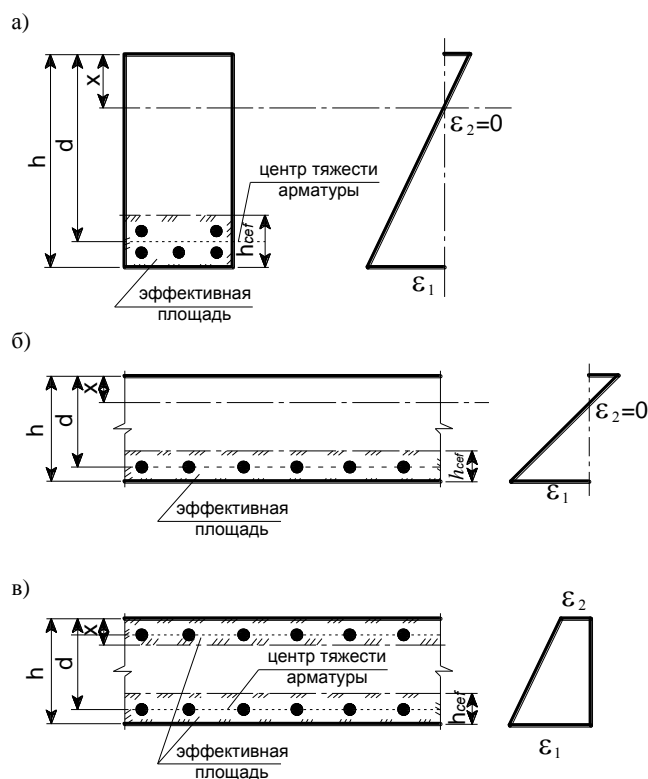


Рисунок 9.4 — Эффективная площадь растяжения (типичные случаи):

а — балки; б — плиты;

в — элементы, подвергнутые растяжению.

9.2.3 Расчет ширины раскрытия трещин

9.2.3.1 [7.3.4(1)] Ширина раскрытия трещин w_k определяется по формуле

$$w_k = s_{r,\max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (9.5)$$

где $s_{r,\max}$ — максимальное расстояние между трещинами;

ε_{sm} — средние относительные деформации арматуры при определяющем сочетании воздействий, включая влияние вынужденных деформаций и учитывая работу бетона на растяжение. Учитывается только дополнительная относительная деформация, выходящая за нулевое значение деформаций бетона на том же уровне;

ε_{cm} — средняя относительная деформация бетона между трещинами.

9.2.3.2 [7.3.4(2)] Значение $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (9.6)$$

где σ_s — напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной. Для предварительно напряженных элементов σ_s может быть заменено на $\Delta\sigma_p$ — приращение напряжения в напрягающих элементах, от состояния нулевых относительных деформаций в бетоне на уровне напрягаемой арматуры;

α_e — отношение E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \times A_p'}{A_{c,eff}}, \quad (9.7)$$

где A_p' и $A_{c,eff}$ — определены в пункте 9.2.2.4;

ξ_1 — определяется по Формуле (9.4);

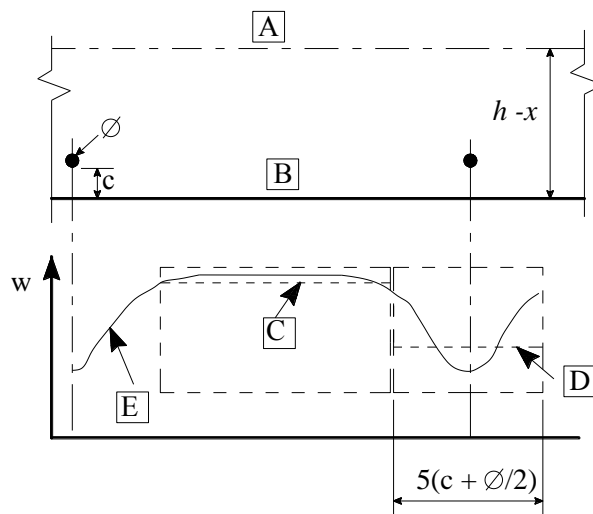
k_t — коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки:

$k_t = 0,6$ — при кратковременном действии нагрузки;

$k_t = 0,4$ — при длительном действии нагрузки.

9.2.3.3 [7.3.4(3)] В случаях, когда арматура, имеющая сцепление с бетоном, расположена сосредоточенно в растянутой зоне (расстояния не более $5 \times (c + \varnothing/2)$), максимальное расстояние между трещинами может быть рассчитано по Формуле (9.8) (см. Рисунок 9.5):

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (9.8)$$



A - нейтральная ось; **B** - поверхность растянутого бетона; **C** - расстояние между трещинами по формуле (9.11); **D** - расстояние между трещинами по формуле (9.8); **E** - фактическая ширина трещины

Рисунок 9.5 — Ширина трещины w на поверхности бетона в зависимости от расстояния между стержнями

где \varnothing — диаметр стержня. Если в сечении используются различные диаметры стержней, необходимо применять заменяющий (эквивалентный) диаметр \varnothing_{eq} . Для

сечения с n_1 стержнями диаметром \varnothing_1 и n_2 стержнями с диаметром \varnothing_2 следует применять формулу

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \times \varnothing_1^2 + n_2 \times \varnothing_2^2}{n_1 \times \varnothing_1 + n_2 \times \varnothing_2}, \quad (9.9)$$

c — защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 — коэффициент, учитывающий свойства сцепления арматуры:

$k_1 = 0,8$ — для стержней с хорошими свойствами сцепления;

$k_1 = 1,6$ — для стержней с практически гладкой поверхностью (например, напрягающие элементы);

k_2 — коэффициент, учитывающий распределения относительных деформаций:

$k_2 = 0,5$ — для изгиба;

$k_2 = 1,0$ — для чистого растяжения.

В случаях внецентренного растяжения следует применять промежуточные значения k_2 , которые определяются по формуле

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \times \varepsilon_1}, \quad (9.10)$$

где ε_1 — наибольшая, ε_2 — наименьшая относительные деформации растяжения, на краях рассматриваемого сечения, определенные в сечении с трещиной.

Значения коэффициентов $k_3 = 3,4$ и $k_4 = 0,425$.

Если расстояние между стержнями, имеющими сцепление с бетоном, превышает $5 \times (c + \varnothing/2)$ (см. рисунок 9.5) или если в растянутой зоне нет арматуры, имеющей сцепление с бетоном, верхнее значение для ширины раскрытия трещины определяется, принимая максимальное расстояние между трещинами

$$s_{r,max} = 1,3 \times (h - x), \quad (9.11)$$

9.2.3.4 [7.3.4(4)] Если угол между осями главных напряжений и направлением арматуры, для элементов, армированных в двух ортогональных направлениях, значителен (более 15°), расстояние между трещинами $s_{r,max}$ определяется по формуле

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}}, \quad (9.12)$$

где θ — угол между арматурой в направлении y и направлением главного растягивающего напряжения;

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ — максимальные расстояния между трещинами в направлениях y и z соответственно согласно пункту 9.2.3.3.

9.2.3.5 Если для расчета ширины раскрытия трещин используются упрощенные методы, то они должны производиться на основании свойств, приведенных в СН РК EN 1992-2:2005/2011 или определяться при испытаниях.

10 АНКЕРОВКА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

10.1 Предельное напряжение сцепления

10.1.1 Напряжение сцепления является функцией прочности на разрыв бетона, размера арматуры и положения арматурных стержней во время бетонирования. Расчетное значение предельного напряжения сцепления, f_{bd} , приведено для арматуры периодического профиля.

10.1.2 [8.4.2(2)] Предельное напряжение сцепления должно быть достаточным для исключения разрушения от потери сцепления.

Расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} для стержней периодического профиля:

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd}, \quad (10.1)$$

где f_{ctd} — расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно 5.1.6.2.

С учетом повышенной хрупкости высокопрочного бетона, $f_{ctk,0.05}$ должно быть ограничено до значений для С60/75, если не может быть проверено, что средняя прочность сцепления ограничивается указанным пределом.

η_1 — коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования (см. Рисунок 10.1):

$\eta_1 = 1.0$ — если достигаются хорошие условия сцепления;

$\eta_1 = 0.7$ — для всех других случаев, а также для конструктивных элементов, которые были изготовлены с применением скользящей опалубки;

η_2 — коэффициент, учитывающий диаметр стержня:

$\eta_2 = 1.0$ — для $\varnothing \leq 32$ мм;

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ — для $\varnothing > 32$ мм.

10.2 Базовая длина анкеровки

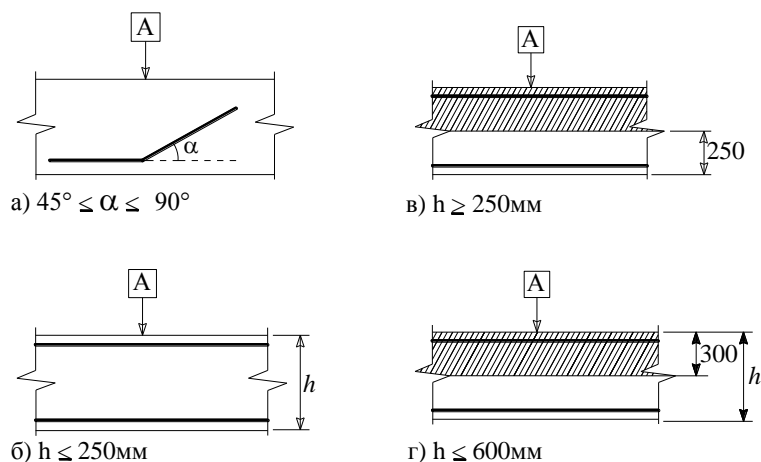
10.2.1 Основная длина зоны анкеровки арматурного стержня $l_{b,rqd}$ получается с помощью допущения среднего значения напряжения сцепления, равного предельному напряжению сцепления, которое действует на всем периметре арматурного стержня и равномерно распределено вдоль его длины.

10.2.2 [8.4.3(2)] Требуемая базовая длины анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \times \sigma_{sd}$ в прямом стержне при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} определяется по формуле

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (10.2)$$

где σ_{sd} — расчетное напряжение стержня в месте, от которого отмеряется зона анкеровки.

Значение для f_{bd} приведено в 10.1.2.



а) и б) хорошие условия сцепления для всех стержней

в) и г) незаштрихованная зона — хорошие условия сцепления, заштрихованная зона — умеренные условия сцепления

— направление бетонирования

Рисунок 10.1 — Описание условий сцепления

10.2.3 [8.4.3(3)] При загнутых стержнях базовая требуемая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетная длина анкеровки l_{bd} должны измеряться вдоль средней линии стержня (см. Рисунок 10.2а)).

10.2.4 [8.4.3(4)] Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр \varnothing в Формуле (10.2) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$.

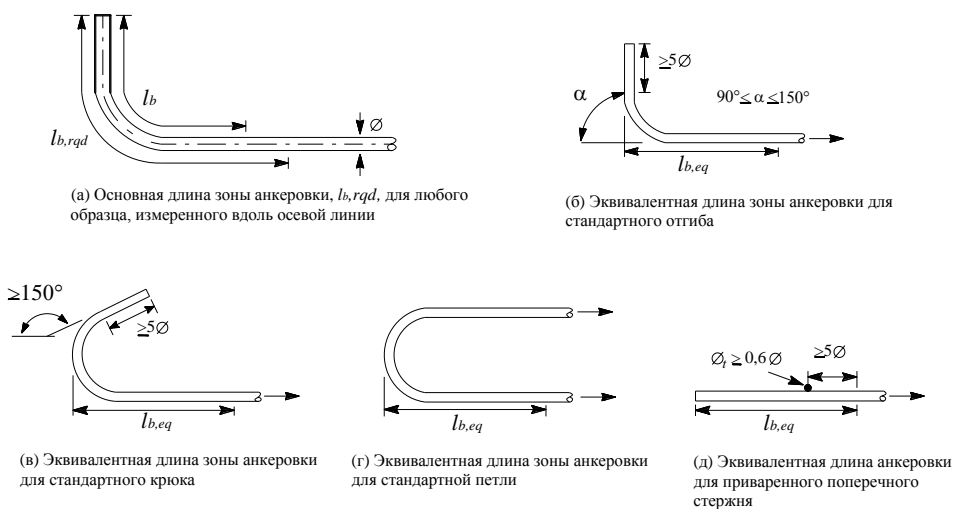


Рисунок 10.2 - Способы анкеровки, отличающиеся от анкеровки прямого стержня

10.3 Расчетная длина анкеровки

10.3.1 [8.4.4(1)] Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (10.3)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 — приведенные в Таблице 10.1 коэффициенты:

α_1 — для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое (см. Рисунок 10.2);

α_2 — для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. Рисунок 10.3);

α_3 — для учета влияния усиления поперечной арматурой;

α_4 — для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\varnothing_t > 0.6\varnothing$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} (см. 8.6 СН РК EN1992-1-1:2004/2011);

α_5 — для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение

$$\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \geq 0.7 \quad (10.4)$$

$l_{b,rqd}$ — следует из формулы (10.2);

$l_{b,min}$ — минимальная длина анкеровки, если не действует другое ограничение,

принимается:

— для анкеровки при растяжении

$$l_{b,min} \geq \max[0,3 \times l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}]; \quad (10.5)$$

— для анкеровки при сжатии

$$l_{b,min} \geq \max[0,6 \times l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}]; \quad (10.6)$$

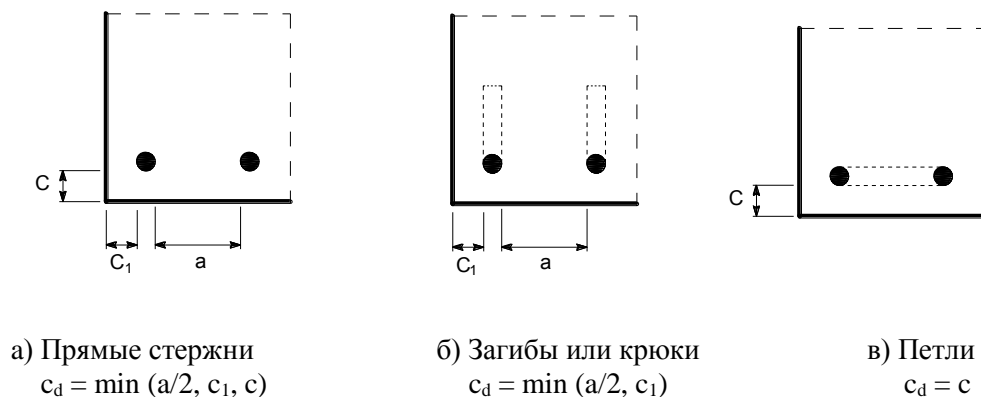


Рисунок 10.3 — Значения для c_d для балок и плит

Таблица 10.1 — Значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 и α_5

Фактор влияния	Вид анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Форма стержней	Прямая	$\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
	Отличная от прямой (см. Рисунок 10.2б), в) и г)) и Рисунок 10.3	$\alpha_1=0,7$ если $c_d > 3\varnothing$, в противном случае $\alpha_1=1,0$ (см. Рисунок 10.3 для c_d)	$\alpha_1=1,0$
Защитный слой бетона	Прямая	$\alpha_2=1-0,15(c_d-\varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2=1,0$
	Отличная от прямой (см. Рисунок 10.2б), в) и г))	$\alpha_2=1-0,15(c_d-3\varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (см. Рисунок 10.3 для c_d)	$\alpha_2=1,0$
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3=1-K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3=1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой	Все виды, положения и размеры указаны на Рисунке 10.2 д)	$\alpha_4=0,7$	$\alpha_4=0,7$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5=1-0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
При этом: $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$; ΣA_{st} — площадь сечения поперечной арматуры вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ; $\Sigma A_{st,min}$ — площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная $0,25A_s$ — для балок и 0 — для плит; A_s — площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра; K — значения см. Рисунок 10.4; p — поперечное давление, МПа, в предельном состоянии по несущей способности вдоль l_{bd} .			
См. также 8.6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011	Непосредственно на опорах l_{bd} может быть принято меньше, чем $l_{bd,min}$, если как минимум одна поперечная проволока приварена в пределах опоры. Она должна быть на расстоянии не менее 15 мм от грани опоры.		

Анкеровка при растяжении некоторых видов, показанных на Рисунке 10.2, может быть обеспечена при эквивалентной длине анкеровки $l_{b,eq}$. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ показана на Рисунке 10.2 и может быть принята следующим образом:

- $\alpha_1 \times l_{b,rqd}$ для видов, показанных на Рисунках 10.2б) – 10.2г) (см. Таблицу 10.1 для значений α_1);
- $\alpha_4 \times l_{b,rqd}$ для видов, показанных на Рисунке 10.2 д) (см. Таблицу 10.1 для значений α_4),

где α_1 и α_4 определены в 10.3.1, $l_{b,rqd}$ рассчитывается по Формуле (10.2).

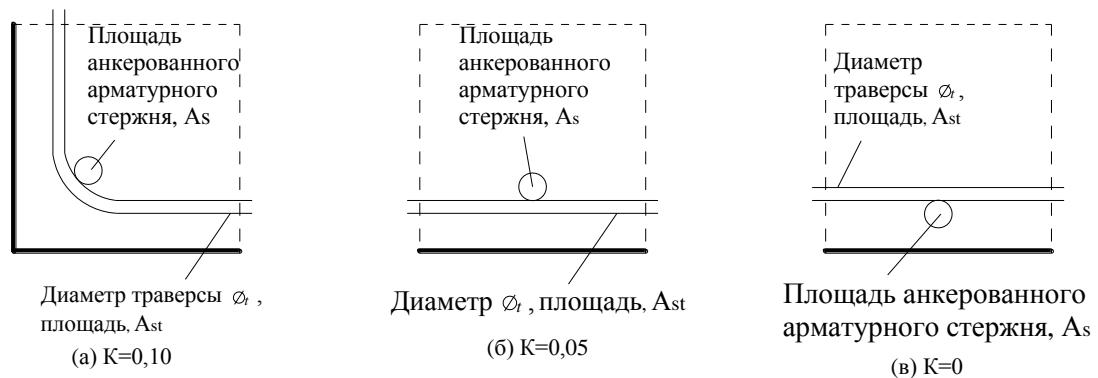


Рисунок 10.4 — Значения К для балок и плит

10.4 Соединения внахлестку и механические соединения

10.4.1 Общие положения

10.4.1.1 [8.7.1(P)] Передача усилия от одного стержня к другому происходит посредством:

- нахлеста, с загибами или без них, или крюков;
- сварки;
- механических соединений, обеспечивающих передачу нагрузок при сжатии-растяжении или только сжатии.

10.4.2 Длина нахлеста

10.4.2.1 [8.7.3(1)] Расчетная длина нахлеста:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (10.7)$$

где $l_{b,rqd}$ — рассчитывается по Формуле (10.2).

$$l_{0,min} \geq \max \{0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rgd}; 15\varnothing; 200\text{мм}\}; \quad (10.8)$$

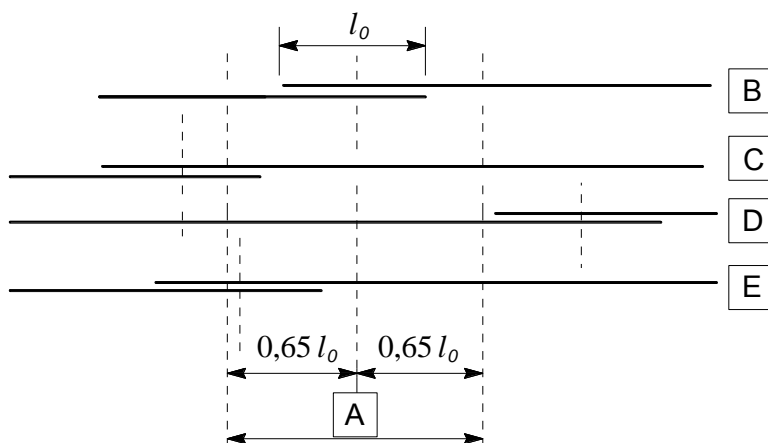
Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из таблицы 10.1. Однако для расчета

$$\alpha_3 \times \sum A_{st,min} \text{ должно быть принято равным } 1.0 \times A_s \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$$

где A_s — площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}, \text{ но не более } 1,5 \text{ и не менее } 1,0.$$

где ρ_1 — процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0.65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. Рисунок 10.5). Значения α_6 приведены в Таблице 10.2.



□ — рассматриваемое сечение; □ — стержень I; □ — стержень II;
□ — стержень III; □ — стержень IV

ПРИМЕР: Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого отрезка:
процент соединяемых внахлестку стержней — 50 %, $\alpha_6 = 1.4$.

Рисунок 10.5 — Расположение стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

Таблица 10.2 — Значения коэффициента α_6

Процент соединяемых внахлестку стержней относительно полной площади сечения	<25 %	33 %	50 %	>50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Примечание — Промежуточные значения могут быть определены интерполяцией.				

10.4.3 Поперечное армирование в зоне нахлеста

10.4.3.1 [8.7.4.1(2)] Если диаметр соединенных внахлестку арматурных стержней меньше 20 мм или процент соединяемых внахлестку стержней в любом сечении менее 25%, то любая поперечная арматура или хомуты, установленные по другим причинам, могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий без какого-либо дальнейшего подтверждения.

10.4.3.2 [8.7.4.1(3)] Если диаметр соединяемых внахлестку стержней больше или равен 20 мм, то общая площадь сечения поперечной арматуры ΣA_{st} (сумма всех стержней, которые расположены параллельно слою соединяемых внахлестку стержней, не должна быть меньше чем площадь сечения A_s одного соединяемого внахлестку стержня ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечный стержень должен быть расположен перпендикулярно направлению соединяемой внахлестку арматуры между нею и поверхностью бетона.

Если в одном сечении соединяются внахлестку более 50% арматуры и расстояние a между соседними соединениями внахлестку в сечении менее или равно $10\varnothing$ (см. Рисунок

10.6), поперечная арматура должна быть выполнена в форме хомутов или U-образных стержней, анкерowanych в теле бетона.

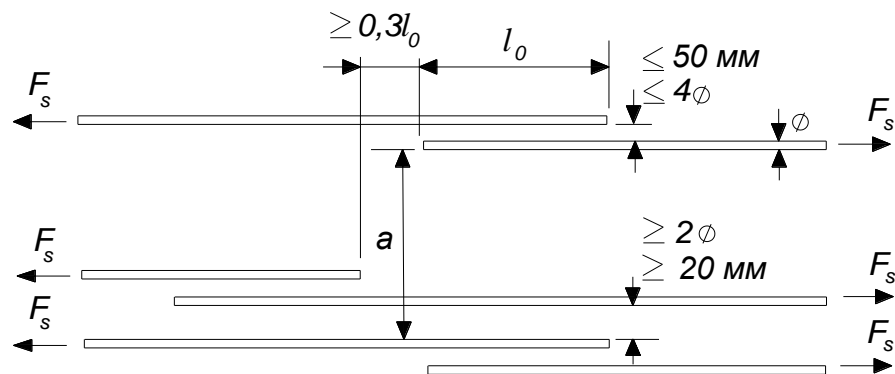
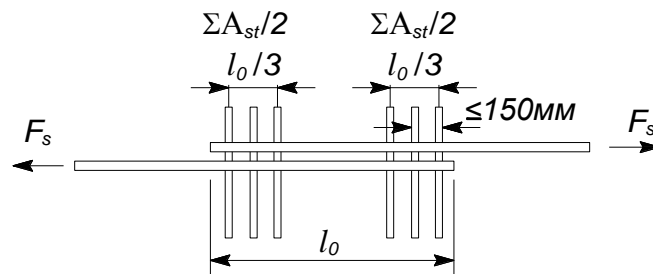


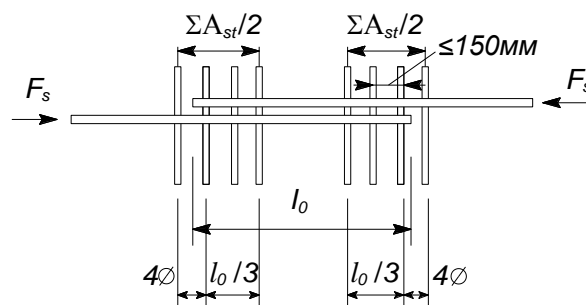
Рисунок 10.6 — Соседние соединения внахлестку

10.4.3.3 [8.7.4.1(4)] Поперечная арматура, требуемая согласно 8.7.4.1(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, должна быть расположена на внешних сечениях соединения внахлестку согласно Рисунок 10.7а).

10.4.3.4 [8.7.4.2(1)] Дополнительно к правилам, приведенным для растянутых стержней, один стержень поперечной арматуры должен быть расположен вне соединения на расстоянии 4ϕ от конца длины нахлеста (см. Рисунок 10.7 б)).



а) Стержни растянуты



б) Стержни сжаты

Рисунок 10.7 — Поперечное армирование для соединений внахлестку

ПРИМЕР 10.1

Исходные данные: Поперечное сечение плиты указано на Рисунке 10.8

Бетон класса С35/45. Диаметр используемой арматуры 25 мм

$$A_s = 9812.5 \text{ мм}^2$$

Внахлестку соединяется 50% стержней

$c_d = 50 \text{ мм}$ - толщина защитного слоя

Определить: Длину перехлеста арматурных стержней по длине плиты

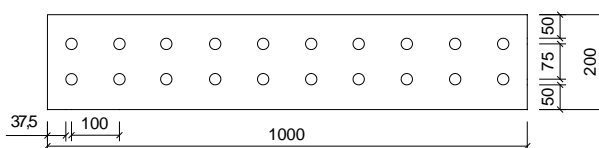


Рисунок 10.8 - Поперечное сечение плиты

Решение: Определим расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} .

Для стержней периодического профиля согласно 8.4.2(2) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 оно может быть рассчитано следующим образом:

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd},$$

где f_{ctd} — расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно 3.1.6(102)Р СН РК EN 1992-2:2004/2011;

η_1 — коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования (см. Рисунок 10.4);

$$f_{ctd} = \frac{a_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2.2}{1.5} = 1.47 \text{ МПа}$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.2 \text{ МПа}$$

$$a_{ct} = 1.0$$

$$\gamma_c = 1.5$$

В соответствии с Рисунком 10.16 достигается хорошее условие сцепления арматурных стержней и бетона. Принимается $\eta_1 = 1.0$

$$\eta_2 = 1.0$$

$$f_{bd} = 2.25 \times 1 \times 1 \times 1.47 = 3.31 \text{ МПа}$$

Определим по Формуле (10.2) требуемую базовую длину анкеровки $l_{b,rqd}$ для усилия $A_s \times \sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} .

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

где σ_{sd} — расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка.

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ МПа}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{25}{4} \times \frac{434.8}{3.31} = 821 \text{ мм}$$

Определим расчетную длину нахлеста:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,\min},$$

$$l_{0,\min} \geq \max \{0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ мм}\};$$

Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из Таблицы 10.1.

$\alpha_3 = 1.0$, так как нахлест осуществляется для прямолинейных стержней, то $K = 0$

Значения α_6 приведены в Таблице 10.2.

$$\alpha_6 = 1.4$$

$$l_{0,\min} \geq \max \{0.3 \times 1.4 \times 821; 15 \times 25; 200 \text{ мм}\};$$

$$l_{0,\min} \geq \max \{345 \text{ мм}; 375 \text{ мм}; 200 \text{ мм}\};$$

$$l_{0,\min} = 375 \text{ мм};$$

$\alpha_1 = 1.0$ - для перехлеста прямых стержней

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \times \frac{c_d - \varnothing}{\varnothing} = 1 - 0.15 \times \frac{50 - 25}{25} = 0.85$$

$$\alpha_5 = 1 - 0.04 \times p = 1.0$$

$p = 0$ - поперечное давление, МПа, в предельном состоянии по несущей способности вдоль l_{bd} .

$$l_0 = 1 \times 0.85 \times 1 \times 1 \times 1.4 \times 821 = 977 \text{ мм} \geq 375 \text{ мм}$$

Принимаем $l_0 = 977 \text{ мм}$.

10.4.4 Зона анкеровки при натяжении на бетон

10.4.4.1 [8.10.3(2)] Если усилие предварительного натяжения рассматривается как сосредоточенная сила в зоне анкеровки, расчетное сопротивление натягающих элементов должно соответствовать 2.4.2.2(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, и, как правило, должна применяться более низкая характеристическая прочность бетона при растяжении.

10.4.4.2 [8.10.3(104)] Растягивающие усилия, вызванные концентрацией усилий, необходимо оценивать с помощью модели тяжей и распорок или другой обоснованной модели (см. 6.5 СН РК EN1992-1-1:2004/2011). Арматура должна быть сконструирована с допущением, что в ней достигается ее расчетная прочность. Если напряжение, создаваемое этой арматурой, не превышает 250 МПа, то проверка на ширину раскрытия трещин не требуется.

10.4.4.3 [8.10.3(5)] В качестве упрощения усилие предварительного напряжения может быть принято распределенным с углом распространения 2β (см. Рисунок 10.9), начиная от конца анкера устройства, где β может быть принято равным $\arctan \frac{2}{3}$.

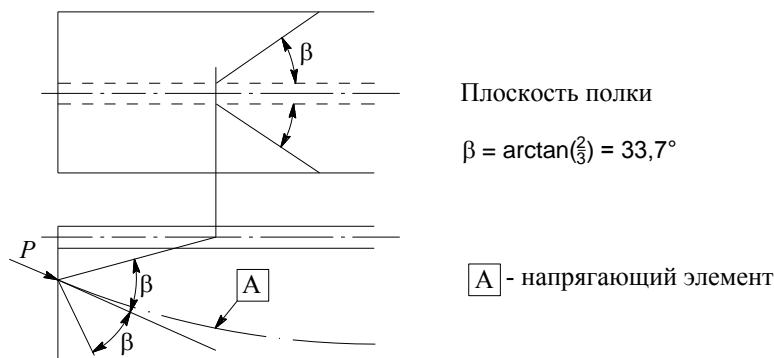


Рисунок 10.9 — Распределение предварительного напряжения

10.4.4.4 [8.10.3(106)] Особое внимание необходимо уделять расчету зон анкеровки, где закрепляются два и более предварительно напряженных арматурных элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительная информация приводится в Приложении J СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

11 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

11.1. Промежуточные опоры

11.1.1 [9.2.5(1)] Если балка опирается на балку, в зоне пересечения элементов конструкции должна быть установлена арматура, рассчитанная на восприятие взаимной реакции. Эта арматура устанавливается дополнительно к арматуре, которая требуется по другим причинам. Данное правило действует также для диафрагм между балками.

11.1.2 [9.2.5(2)] Дополнительная арматура между двумя балками должна содержать хомуты, охватывающие главную арматуру поддерживающего элемента. Некоторые из таких хомутов могут быть расположены вне объема бетона, который является общим для двух балок (см. Рисунок 11.1).

11.2 Фундаменты

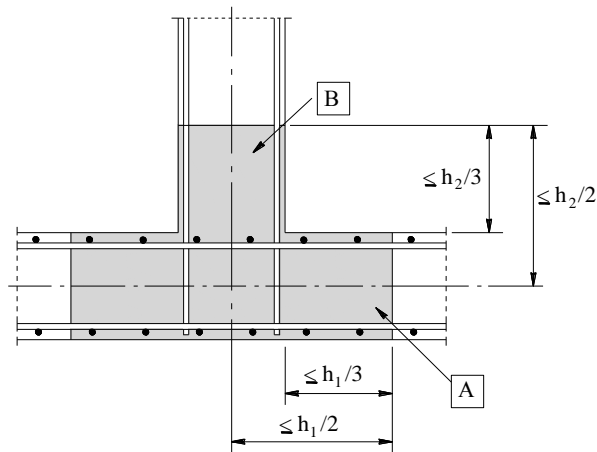
11.2.1 Фундаменты под стойки и стены

11.2.1.1 Анкеровка стержней

11.2.1.1.1 [9.8.2.2(1)] Растягивающее усилие в арматуре определяется из условий равновесия, принимая во внимание влияние наклонных трещин (см. Рисунок 11.2).

Арматура, воспринимающая растягивающее усилие F_s в сечении, расположенном на расстоянии x , должна быть заанкерена на бетон в пределах того же расстояния x от края фундамента.

По краям опорного уширения особенно важно определить, нуждается ли рабочая растянутая арматура в отгибах, крюках или соединению внахлест с арматурой боковой поверхности.



\boxed{A} — поддерживающая балка с высотой h_1 ;

\boxed{B} — поддерживаемая балка с высотой h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Рисунок 11.1 — Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

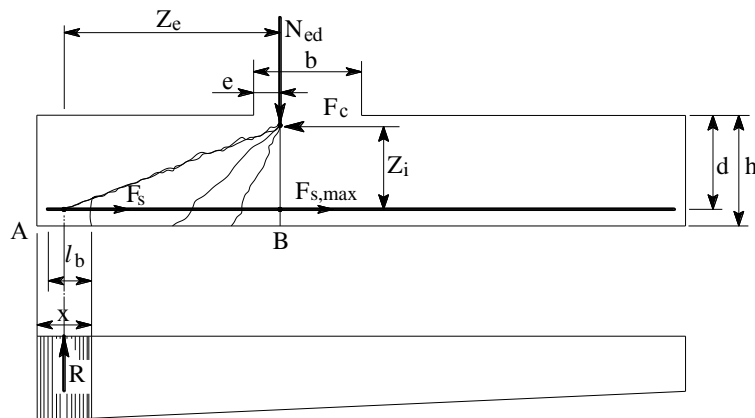


Рисунок 11.2 — Модель растягивающего усилия с учетом наклонных трещин

11.2.1.1.2 В соответствии с 9.8.2.2(2) и 9.8.2.2(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 растягивающее усилие, для которого необходимо обеспечить анкеровку, равно:

$$F_s = \frac{R \times z_e}{z_i}, \quad (11.1)$$

где R — результирующая давления грунта в пределах длины x ;

z_e — внешнее плечо сил, т. е. расстояние между R и вертикальным усилием N_{Ed} ;

N_{Ed} — вертикальное усилие, которое соответствует общему давлению (отпору) грунта между сечениями А и В;

z_i — внутреннее плечо сил, т. е. расстояние между арматурой и горизонтальным усилием F_c ;

F_c — сжимающее усилие, соответствующее максимальному растягивающему усилию $F_{s,max}$.

Плечи сил z_e и z_i могут быть определены с учетом необходимых сжатых зон для N_{Ed} и F_c . Упрощенно z_e может быть рассчитано в предположении, что $e = 0.15 \times b$ (см. Рисунок 11.2), и z_i может быть принято как $0,9 \times d$.

11.2.1.1.3 [9.8.2.2(4)] Возможная длина анкеровки для прямых стержней обозначена l_b на Рисунке 11.2. Если этой длины недостаточно для анкеровки F_s , стержни можно либо отогнуть, чтобы тем самым увеличить возможную длину анкеровки, либо они должны быть обеспечены анкерными устройствами.

11.2.1.1.4 [9.8.2.2(5)] Для прямых стержней без концевых анкеров минимальное значение x является определяющим. Упрощенно можно принять $x_{min} = h/2$. Для других способов анкеровки более высокие значения для x могут быть более критическими.

ПРИЛОЖЕНИЕ А [В] (информационное)

Относительные деформации ползучести и усадки

А.1 [В.100] Общие сведения

А.1.1 [В.100(101)] Данным приложением следует пользоваться для расчета ползучести и усадки, включая развитие указанных процессов во времени. Однако в типичных экспериментальных величинах может наблюдаться разброс $\pm 30\%$ относительно величин ползучести и усадки, прогнозируемых согласно настоящему приложению. Если из-за особой чувствительности конструкции к ползучести и/или усадке требуется более высокая точность, то следует выполнить экспериментальное исследование этих явлений и развития соответствующих деформаций во времени. В подразделе А.5 приводятся указания по экспериментальному определению коэффициентов ползучести и усадки.

А.1.2 [В.100(102)] Для высокопрочного бетона ($f_{ck} > 50$ МПа) возможен другой подход к оценке ползучести и усадки; см. подраздел А.4. В этом альтернативном подходе учитывается влияние добавления микрокремнезема и точность прогнозирования существенно повышается.

А.1.3 [В.100(103)] Кроме того, формулы для ползучести в подразделах А.1 и А.4 верны, если средняя цилиндрическая прочность на момент нагружения $f_{cm}(t_0)$ превышает $0,6f_{cm}$, т. е. выполняется условие $f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm}$.

Если бетон требуется подвергать нагрузке на более ранних стадиях, с существенным нарастанием прочности в начале периода нагружения, то следует специально определить коэффициент ползучести. Его следует определять на основе экспериментов; математические выражения для ползучести следует определять на основе указаний, приведенных в подразделе А.5.

А.1.4 [В.100(104)] Как формулы, описывающие ползучесть и усадку, так и экспериментальные методы определения этих величин основываются на данных, собранных в ограниченном интервале времени. Экстраполяция таких результатов на очень длительные периоды (например, на 100 лет) приводит к дополнительным погрешностям, связанным с используемыми для экстраполяции математическими выражениями. Если требуется повышение безопасности за счет переоценки запаздывающих деформаций и это целесообразно по условиям проекта, то величины ползучести и усадки следует умножать на коэффициенты запаса, приведенные в подразделе А.6.

А.2 [В.1] Основные формулы для определения коэффициента ползучести

А.2.1 [В.1(1)] Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ может быть определен по формуле

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (\text{А.1})$$

где φ_0 — условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0), \quad (\text{А.2})$$

здесь φ_{RH} — коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{A.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}; \quad (\text{A.3б})$$

RH — относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$\beta(f_{cm})$ — коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{A.4})$$

f_{cm} — средняя прочность при сжатии бетона, МПа, в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$ — коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}; \quad (\text{A.5})$$

h_0 — условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{A.6})$$

где A_c — общая площадь поперечного сечения бетона;

u — периметр элемента, контактирующий с атмосферой;

$\beta_c(t, t_0)$ — коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который определяется по следующей формуле:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (\text{A.7})$$

здесь t — возраст бетона на рассматриваемый момент, сут;

t_0 — возраст бетона в момент приложения нагрузки, сут;

$t - t_0$ — неоткорректированная продолжительность нагружения, сут;

β_H — коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH , %) и условный размер элемента (h_0 , мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{A.8a})$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}; \quad (\text{A.8б})$$

$\alpha_{1/2/3}$ — коэффициенты для учета влияния прочности бетона:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{A.8в})$$

A.2.2 [B.1(2)] Влияние вида цемента (см. 3.1.2(6)) СН РК EN1992-1-1:2004/2011 на коэффициент ползучести бетона может быть учтено посредством модифицирования

возраста начала нагружения t_0 в Формуле (А.5), в соответствии со следующим выражением:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5, \quad (\text{А.9})$$

где $t_{0,T}$ — откорректированный с учетом температуры возраст бетона при начале нагружения, сут, откорректированный также согласно формуле (В.10):

α — показатель степени, который зависит от вида цемента:

$\alpha = -1$ — для цемента класса S;

$\alpha = 0$ — для цемента класса N;

$\alpha = 1$ — для цемента класса R.

Влияние повышенных или пониженных температур в диапазоне от 0 °С до 80 °С на степень зрелости бетона может быть учтена посредством корректировки возраста бетона в соответствии со следующей формулой:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13.65\right) \times \Delta t_i}, \quad (\text{А.10})$$

где t_T — откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в соответствующих формулах;

$T(\Delta t_i)$ — температура, °С, в течение периода времени Δt_i ;

Δt_i — количество суток, когда температура T преобладает.

Средний коэффициент вариации определенного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20 %.

Значения $\varphi(t, t_0)$, определенные по приведенным выше формулам, должны быть связаны с касательным модулем E_c .

Если менее точная оценка считается удовлетворительной, значения, приведенные на Рисунке 5.1 пункта 5.1.4, могут быть приняты для прогноза ползучести бетона в возрасте до 70 лет.

А.3 [В.2] Основные формулы для определения относительных деформаций усадки от высыхания

А.3.1 [В.2(1)] Основное значение относительных деформаций усадки от высыхания $\varepsilon_{cd,0}$ рассчитывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \beta_{RH}, \quad (\text{А.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (\text{А.12})$$

где f_{cm} — средняя прочность бетона при сжатии, МПа;

$f_{cm0} = 10$ МПа;

α_{ds1} — коэффициент, учитывающий вид цемента (см. 3.1.2(6) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$\alpha_{ds1} = 3$ — для цемента класса S;

$\alpha_{ds1} = 4$ — для цемента класса N;

$\alpha_{ds1} = 6$ — для цемента класса R;

α_{ds2} — коэффициент, учитывающий вид цемента:

$\alpha_{ds2} = 0,13$ — для цемента класса S;

$\alpha_{ds2} = 0,12$ — для цемента класса N;

$\alpha_{ds2} = 0,11$ — для цемента класса R;

RH — относительная влажность воздуха, %;

$RH_0 = 100$ %.

ПРИМЕЧАНИЕ $\exp\{\}$ имеет такое же значение, что и $e^{(\)}$.

А.4 [В.103] Высокопрочный бетон

А.4.1 [В.103(101)] Подраздел А.4 относится к высокоэффективному бетону, изготовленному из цементов класса R, с прочностью на сжатие выше C50/60 с использованием микрокремнезема или без него. При использовании высокопрочного бетона, под которым понимается бетон класса прочности на сжатие C55/67 и выше, для получения данных, лучше согласующихся с экспериментальными, следует пользоваться описанной в настоящем пункте моделью (при условии наличия информации, необходимой для ее использования). Для высокопрочного бетона без добавления микрокремнезема ползучесть обычно оказывается выше, чем следует из выражений для средних величин, приведенных в подразделе А.2. Формулы, приведенные в настоящем подразделе, не следует использовать без проверки, если доля заполнителя составляет менее 67 %, что может наблюдаться достаточно часто для самоуплотняющегося бетона.

А.4.2 [В.103(102)] В модели различается деформация, возникающая в гидроизолированном бетоне, и дополнительная деформация, обусловленная высыханием. Поэтому в настоящем пункте приводятся два выражения для усадки и два — для ползучести. Следующие составляющие деформации зависят от времени:

— собственная усадка;

— усадка при высыхании;

— основная ползучесть;

— ползучесть при высыхании.

Это разные явления, регулируемые разными физическими механизмами. Собственная усадка связана с процессом гидратации, в то время как усадка при высыхании, обусловленная изменениями влажности, связана со средой, в которой находится конструкция.

А.4.3 [В.103(103)] Специальные формулы приведены для бетона с добавками микрокремнезема. В настоящем пункте бетоном с добавками микрокремнезема считается бетон, содержащий микрокремнезем в количестве не менее 5 % от веса цемента.

А.4.1 [В.103.1] Собственная усадка

А.4.1.1 [В.103.1(101)] Кинетика собственной усадки регулируется скоростью гидратации. Поэтому развитие собственной усадки зависит от скорости твердения. Соотношение $f_{cm}(t)/f_{ck}$, известное как зрелость молодого бетона, принимается до истечения 28 дней в качестве основной переменной. При зрелости менее 0,1 усадка представляется пренебрежимо малой. По истечении 28 дней основной переменной, от которой зависит развитие собственной усадки, становится время.

Модель для оценки собственной усадки имеет следующий вид:

— для $t < 28$ дней:

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0; \quad (\text{A.13})$$

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{cm} - 20) \times \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \times 10^{-6}, \quad (\text{A.14})$$

где ε_{ca} — собственная усадка, происходящая в период между схватыванием бетона и моментом времени t . Если прочность $f_{cm}(t)$ неизвестна, то ее можно определить согласно EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1.2 (6);

— для $t \geq 28$ дней:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \times [2,8 - 1,1 \exp(-t/96)] \times 10^{-6} \quad (\text{A.15})$$

Таким образом, согласно этой модели, 97% полной собственной усадки бетона происходит за 3 месяца.

А.4.2 [В.103.2] Усадка при высыхании

А.4.2.1 [В.103.2(101)] Формулы в А.4.2.1 применимы при относительной влажности до 80 %.

Формула усадки при высыхании имеет вид:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) \times [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \times (t - t_s) \times 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} \times h_0^2}, \quad (\text{A.16})$$

где $K(f_{ck}) = 18$, если $f_{ck} \leq 55$ МПа;

$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$, если $f_{ck} > 55$ МПа;

$\beta_{cd} = 0,007$ — для бетона с добавками микрокремнезема;

$\beta_{cd} = 0,021$ — для бетона без добавок микрокремнезема.

А.4.3 [В.103.3] Ползучесть

А.4.3.1 [В.100.3(101)] Формулы в А.4.3 применимы при относительной влажности до 80 %.

Запаздывающая и зависящая от напряжения деформация $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, т. е. сумма основной ползучести и ползучести при высыхании, может вычисляться по следующей формуле:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \times [\varphi_D(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)]. \quad (\text{A.17})$$

А.4.4 [В.103.4] Основная ползучесть

А.4.4 [В.103.4(101)] Установлено, что окончательный коэффициент основной ползучести для бетона с добавками микрокремнезема зависит от прочности при нагружении $f_{cm}(t_0)$. Кроме того, чем «моложе» бетон при нагружении, тем быстрее происходит деформация. Однако эта тенденция не наблюдается для бетона без добавок микрокремнезема. Для такого материала коэффициент ползучести можно считать постоянным, со средним значением 1,4. Таким образом, кинетическая составляющая оказывается функцией зрелости, выраженной величиной $f_{cm}(t)/f_{ck}$. Формула для основной ползучести имеет вид:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \times \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]}, \quad (\text{A.18})$$

где

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ 1,4 & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема;} \end{cases} \quad (\text{A.19})$$

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp\left(2,8 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ 0,4 \exp\left(3,1 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема.} \end{cases} \quad (\text{A.20})$$

А.4.5 [В.103.5] Ползучесть при высыхании

А.4.5.1 [В.103.5(101)] Формулы в А.4.5 применимы при относительной влажности до 80 %.

Ползучесть при высыхании, очень незначительная для бетона с добавками микрокремнезема, оценивается относительно усадки при высыхании, происходящей за тот же период. Коэффициент ползучести при высыхании можно вычислять по следующей упрощенной формуле:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)], \quad (\text{A.21})$$

где $\varphi_{d0} = 1000$ — для бетона с добавками микрокремнезема;

$\varphi_{d0} = 3200$ — для бетона без добавок микрокремнезема.

А.5 [В.104] Порядок экспериментальной идентификации

А.5.1 [В.104(101)] Для более точной оценки запаздывающих деформаций может потребоваться идентификация параметров моделей, описывающих ползучесть и усадку, по результатам измерений в экспериментах. Для этого может применяться рассматриваемый ниже метод, основанный на экспериментальном определении коэффициентов, корректирующих формулы подраздела А.4.

А.5.2 [В.104(102)] Экспериментальные данные могут быть получены по результатам соответствующих испытаний на усадку и ползучесть как в условиях собственной усадки (ползучести), так и в условиях этих явлений при высыхании. Измерения должны выполняться в контролируемых условиях и регистрироваться в течение не менее чем 6 месяцев.

А.5.1 [В.104.1] Собственная усадка

А.5.1.1 [В.104.1(101)] Модель собственной усадки необходимо разделить на две части:

— для $t < 28$ дней:

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \times (f_{ck} - 20) \times \left(2,2 \times \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \times 10^{-6} \quad (\text{А.22})$$

Параметр β_{ca1} необходимо выбирать таким образом, чтобы минимизировать сумму квадратов разностей между модельными оценками и экспериментальными результатами за период с начала измерений до 28-го дня;

— для $t \geq 28$ дней

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \times (f_{ck} - 20) \times [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t / \beta_{ca4})] \times 10^{-6} \quad (\text{А.23})$$

Остальные параметры β_{ca2} , β_{ca3} и β_{ca4} подбираются затем аналогичным образом.

А.5.2 [В.104.2] Усадка при высыхании

А.5.2.1 [В.104.2(101)] Формулы в А.5.2 применимы при относительной влажности до 80 %.

Формула усадки при высыхании имеет вид:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \times \frac{K(f_{ck}) \times [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \times (t - t_s) \times 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} \times h_0^2}, \quad (\text{А.24})$$

Параметры β_{cd1} , β_{cd2} необходимо выбирать таким образом, чтобы минимизировать сумму квадратов разностей между модельными оценками и экспериментальными результатами.

А.5.3 [В.104.3] Основная ползучесть

А.5.3.1 [В.104.3(101)] Требуется определить два параметра: глобальный, β_{cd1} , относящийся к формуле основной ползучести в целом:

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \times \left[\frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \right], \quad (\text{A.25})$$

и β_{bc2} , входящий в β_{bc} :

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \times \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема.} \end{cases} \quad (\text{A.26})$$

Эти два параметра необходимо определить на основе минимизации суммы квадратов разностей между экспериментальными результатами и модельными оценками.

А.5.4 [В.104.4] Ползучесть при высыхании

А.5.4.1 [В.104.4(101)] Формулы в А.5.4 применимы при относительной влажности до 80 %.

Требуется идентифицировать только глобальный параметр φ_{d0} :

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{A.27})$$

Этот параметр необходимо определить на основе минимизации суммы квадратов разностей между экспериментальными результатами и модельными оценками.

А.6 [В.105] Оценка долгосрочной запаздывающей деформации

А.6.1 [В.105(101)] Как формулы, описывающие ползучесть и усадку, так и экспериментальные методы определения этих величин основываются на данных, собранных в ограниченном интервале времени. Экстраполяция таких результатов на очень длительные периоды (например, на 100 лет) приводит к дополнительным погрешностям, связанным с используемыми для экстраполяции математическими выражениями.

А.6.2 [В.105(102)] Формулы, приведенные в подразделах А.2, А.3 и А.4 настоящего Приложения, обеспечивают получение удовлетворительных средних оценок запаздывающих деформаций, экстраполированных на длительные сроки. Однако если требуется повышение безопасности за счет переоценки запаздывающих деформаций и это целесообразно по условиям проекта, то величины ползучести и усадки, спрогнозированные по формулам или по результатам экспериментальных исследований, следует умножать на коэффициент запаса.

А.6.3 [В.105(103)] Чтобы учесть неопределенность, связанную с реально существующими долгосрочными запаздывающими деформациями в бетоне (т.е. неопределенность, касающуюся правильности математических формул экстраполяции, построенных путем подгонки по результатам измерений ползучести и усадки за

относительно короткий период), можно использовать коэффициенты запаса γ_{lt} из Таблицы А.1.

Это соответствует следующим математическим выражениям:

$$\begin{aligned} t \leq 1 \text{ года} & \quad \gamma_{lt} = 1 \\ t \geq 1 \text{ года} & \quad \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{ref}} \right), \text{ где } t_{ref} = 1 \text{ год} \end{aligned} \quad (\text{A.28})$$

Для бетона возрастом менее 1 года формулы подразделов А.1, А.2 и А.4 могут использоваться непосредственно, так как они соответствуют длительности экспериментов, на основе которых эти формулы были получены.

Для бетона возрастом 1 год и более, и в особенности — для долгосрочной экстраполяции деформаций, значения, полученные по Формулам (А.1) и (А.11), а также по Формулам (А.16) и (А.18) (амплитуда запаздывающей деформации для времени t), необходимо умножать на γ_{lt} .

Таблица А.1 [В.101] — Коэффициенты запаса для долгосрочной экстраполяции запаздывающих деформаций (для уместных случаев)

Возраст бетона для оценки запаздывающих деформаций t , г.	γ_{lt}
$t < 1$	1
$t = 5$	1,07
$t = 10$	1,1
$t = 50$	1,17
$t = 100$	1,20
$t = 300$	1,25

ПРИЛОЖЕНИЕ Б [КК]
(информационное)

Зависимые от времени характеристики бетона

Б.1 [КК.1] Введение

Б.1.1 В данном Приложении рассматривается ряд методов оценки развивающихся во времени явлений, обусловленных свойствами бетона.

Б.2 [КК.2] Общие положения

Б.2.1 [КК.2(101)] Конструктивные воздействия зависимых от времени свойств бетона, например изменения деформаций и/или внутренних усилий, должны рассматриваться, как правило, при расчетах по пригодности к эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ В отдельных случаях (например, для конструкций или их элементов, расчет эффектов второго порядка для которых является приоритетным, или для конструкций, в которых усилия невозможно перераспределить) воздействия, зависимые от времени, можно учитывать при расчетах по несущей способности.

Б.2.2 [КК.2(102)] Если сжимающие напряжения в бетоне при воздействии псевдостатических нагрузок составляют менее $0,45f_{ck}(t)$, то могут применяться линейный структурный расчет и линейная вязкоупругая модель старения. Зависимые от времени характеристики бетона описываются коэффициентом ползучести $\varphi(t, t_0)$ или функцией ползучести $J(t, t_0)$, или, в качестве альтернативного варианта, функцией релаксации $R(t, t_0)$. При более высоких сжимающих напряжениях должны учитываться воздействия нелинейной ползучести.

Б.2.3 [КК.2(103)] Определение деформаций и внутренних усилий жестких защемленных бетонных конструкций (армированных и предварительно напряженных) с учетом времени может выполняться в предположении об их однородности; ограниченные вариации свойств бетона в различных частях конструкции могут при этом не учитываться. В ходе расчета необходимо учитывать все варианты в защемленном состоянии на различных этапах строительства и во время эксплуатации конструкции.

Б.2.4 [КК.2(104)] Различные виды расчетов и их типичное применение показаны в Таблице Б.1.

Следующие предположения относятся ко всем методам, описанным выше:

- ползучесть и усадку считают независимыми друг от друга;
- для всех типов бетонного сечения средняя ползучесть и свойства усадки приняты, игнорируя любые незначительные отличия в различных зонах конструкции;
- принцип суперпозиции действителен для расчета полных деформаций с течением времени.

Краткая детализация некоторых методов приведена в следующих подразделах.

Таблица Б.1 [КК.101] — Типы расчетов

Типы расчетов	Пояснения и типичное применение
Общий и ступенчато нарастающий методы	Являются общими и применимы ко всем конструкциям. Они особенно полезны для проверки на промежуточных стадиях строительства в конструкциях, где свойства изменяются по длине (например, в консоли)
Методы, основанные на теоремах линейной вязкоупругости	Применимы к однородным конструкциям с жесткими защемлениями
Метод коэффициента старения	Метод будет полезен, когда силы и напряжения изменяются с течением времени. Используется в мостах со сложными сечениями (сборно-монолитные конструкции)
Упрощенный метод коэффициента старения	Применим к конструкциям, в которых изменяются условия опираний (например, «пролет в пролете» или свободная консоль)

Б.3 [КК.3] Общий метод

Б.3.1 [КК.3(101)] Приняты следующие допущения:

а) основное уравнение для деформации бетона с учетом времени:

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \times \Delta(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s), \quad (\text{Б.1})$$

В этом уравнении первое слагаемое представляет собой деформации от напряжений в момент времени t_0 . Второе слагаемое представляет собой ползучесть от этих напряжений. Третье слагаемое представляет собой сумму мгновенных деформаций и деформаций ползучести от напряжений, происходящих в момент времени t_i . Четвертое слагаемое представляет собой усадочные деформации;

б) предполагается, что арматура ведет себя линейно под мгновенными нагрузками. Если напряжение в преднапряженной арматуре больше, чем $0,5f_{p\max}$ то необходимо учитывать релаксацию и изменение деформаций;

в) арматура имеет надежное сцепление с бетоном;

г) линейные элементы, детали сохраняют свою плоскость после деформации;

д) поддерживаются равновесие и совместимость.

Б.3.2 [КК.3(102)] Ползучесть бетона в каждом сечении зависит от предыстории его напряжений. При этом предполагается поэтапный процесс. Расчет выполняется для последовательных интервалов времени, обеспечивающих поддержание условий равновесия и совместимости; при этом используются базовые свойства материала, относящиеся к соответствующему моменту времени. Деформация рассчитывается для последовательных интервалов времени с использованием изменения напряжения бетона в предыдущий интервал времени.

Б.4 [КК.4] Нарастающий метод

Б.4.1 [КК.4(101)] Для момента времени t , когда прилагаемое напряжение составляет σ , из всей предыстории нагружения теоретически выводится деформация ползучести $\varepsilon_{cc}(t)$, потенциальная деформация ползучести $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (т. е. деформация ползучести,

которая была бы достигнута для времени $t = \infty$, если бы напряжение, прилагаемое в момент времени t , поддерживалось постоянно) и скорость ползучести.

Б.4.2 [КК.4(102)] Оценку потенциальной деформации ползучести в момент времени t можно вычислить, используя принцип суперпозиции (обозначения приведены в описании Формулы (Б.1), а также в приложении В СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \times \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{Б.2})$$

Б.4.3 [КК.4(103)] Для момента времени t можно вычислить эквивалентное время t_e , такое, что в случае приложения постоянного напряжения в момент времени t_e будут достигнуты одинаковые деформация ползучести и потенциальная деформация ползучести. Время t_e вычисляется из уравнения

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \times \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{Б.3})$$

Скорость ползучести в момент t , таким образом, можно вычислить, используя кривую ползучести, соответствующую эквивалентному времени:

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = d\varepsilon_{\infty cc}(t) \times \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t_e} \quad (\text{Б.4})$$

Б.4.4 [КК.4(104)] Если $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, как это имеет место, в частности, в случае ползучести при снятии нагрузки, время t_e определяется на данном этапе с учетом смены знака прикладываемого напряжения:

$$\varepsilon_{ccMax} - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \times \beta_c(t, t_e), \quad (\text{Б.5})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{\infty Max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t))}{dt} = \varepsilon_{\infty Max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t) \times \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t_e}, \quad (\text{Б.6})$$

где $\varepsilon_{\infty Max}(t)$ — последнее максимальное значение деформации ползучести, достигнутое до момента времени t .

Б.5 [КК.5] Применение теорем линейной вязкоупругости

Б.5.1 [КК.5(101)] В конструкциях с жесткими защемлениями напряжения и деформации можно оценивать методами пластических расчетов, предполагая модуль упругости постоянным.

Б.5.2 [КК.5(102)] Зависимые от времени свойства бетона полностью описываются функцией ползучести $J(t, t_0)$ и функцией релаксации $R(t, t_0)$, где

$J(t, t_0)$ представляет общее напряжение, которое зависит от деформаций, вызванных единичными напряжениями, то есть реакция деформации в момент времени t является результирующей от устойчивых и постоянных прикладываемых единичных напряжений в момент времени t_0 ;

$R(t, t_0)$ представляет результирующую реакцию напряжения в момент времени t , зависящую от устойчивых и постоянных прикладываемых единичных напряжений, вызванных деформациями в момент времени t_0 .

Б.5.3 [КК.5(103)] При непосредственных воздействиях нагрузок упругие напряжения не изменяются под действием ползучести. Деформации $D(t)$ в момент времени t могут быть вычислены путем интегрирования приращения упругих деформаций, умноженных на коэффициент ползучести $J(t, \tau) \cdot E_C$:

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{Б.7})$$

$$D(t) = E_C \int_0^t J(t, \tau) \times dD_{el}(\tau) \quad (\text{Б.8})$$

Б.5.4 [КК.5(104)] При непрямых воздействиях (налагаемые деформации) упругие деформации не изменяются под действием ползучести. Напряжения в момент времени t могут быть получены путем интегрирования приращения упругих деформаций, умноженных на коэффициент релаксации $R(t, \tau) / E_C$

$$D(t) = D_{el}(t) \quad (\text{Б.9})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_C} \int_0^t R(t, \tau) \times dS_{el}(\tau) \quad (\text{Б.10})$$

Б.5.5 [КК.5(105)] В конструкциях, подвергаемых воздействию постоянных нагрузок, для которых исходная статическая схема преобразуется в окончательную схему путем введения дополнительного ограничения в момент времени $t_1 \geq t_0$ (где t_0 — возраст конструкции на момент приложения нагрузки), распределение нагрузок при $t > t_1$ постепенно изменяется и приближается к распределению, соответствующему приложению нагрузки в окончательной статической схеме:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \times \Delta S_{el,1}, \quad (\text{Б.11})$$

где $S_2(t)$ — распределение напряжений для $t > t_1$ в конструкции с измененными ограничениями;

$S_{el,1}$ — распределение упругих напряжений в исходной статической схеме;

$\Delta S_{el,1}$ — поправка, применяемая к полученному по упругой модели решению $S_{el,1}$ для обеспечения соответствия упругому решению, связанному с приложением нагрузки в окончательной статической схеме;

$\xi(t, t_0, t_1)$ — функция перераспределения:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t_1, \tau) \times dJ(\tau, t_0), \quad (\text{Б.12})$$

здесь $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_C(t_0)}. \quad (\text{Б.13})$$

Б.5.6 [КК.5(106)] Если переход от исходной к окончательной статической схеме выполняется путем нескольких изменений разных ограничений, причем эти изменения производятся в разные моменты времени $t_i \geq t_0$, то вызванное ползучестью изменение

напряжения под действием приложения группы дополнительных ограничений Δn_j в момент времени t_j не зависит от предыдущих дополнительных ограничений, налагавшихся в моменты времени $t_i < t_j$, а зависит только от приложения ограничений Δn_j на момент времени t_j :

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_1) \times \Delta S_{el,1}, \quad (\text{Б.14})$$

Б.6 [КК.6] Метод коэффициента старения

Б.6.1 [КК.6(101)] Метод коэффициента старения позволяет рассчитывать изменения напряжения, деформаций, усилий и соответствующих перемещений за бесконечное время, вызванные зависимыми от времени свойствами бетона и предварительно напрягаемой арматуры, не выполняя для этого расчет, связанный с дискретным временем. В частности, на уровне сечения изменения осевой деформации и кривизны, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией, могут быть определены относительно просто.

Б.6.2 [КК.6(102)] Деформация, создаваемая изменениями напряжений в бетоне с течением времени, может рассматриваться как деформация, которая возникла бы в результате повышения напряжения, приложенного и поддерживаемого с промежуточного возраста бетона:

$$\int_{\tau=t_0}^t \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, \tau)\varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (\text{Б.15})$$

где χ — коэффициент старения. Значение χ можно определить для любого заданного момента времени путем пошагового расчета; для $t = \infty$ его можно принимать равным 0,80.

Релаксация при переменной деформации может рассчитываться для бесконечного времени упрощенным методом, как релаксация при постоянной длине, умноженная на понижающий коэффициент 0,80.

Б.7 [КК.7] Упрощенные формулы

Б.7.1 [КК.7(101)] Для конструкций, подверженных изменениям опораний (конструкции «пролет в пролете», с уравновешенной сборкой, с перемещениями опорных узлов и т. д.), усилия для времени t_∞ могут рассчитываться упрощенным методом. В этих случаях в первом приближении распределение внутренних усилий для времени t_∞ можно принимать следующим:

$$S_\infty = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_1)} \right] \quad (\text{Б.16})$$

где S_0 — внутренние усилия на момент окончания процесса строительства;

S_1 — внутренние усилия, полученные в случае, если конструкция возводится в опалубке;

t_0 — возраст бетона при приложении нагрузки;

t_1 — возраст бетона при изменении состояния опирания.

ПРИЛОЖЕНИЕ В [ММ]
(информационное)

Сдвиг и поперечный изгиб

В.1 [ММ(101)] В стенках коробчатых балок взаимосвязь между продольным сдвигом и поперечным изгибом можно рассчитывать с помощью многослойной модели (Приложение LL СН РК EN 1992-2:2005/2011). Для этого в общую модель можно ввести следующие упрощения (Рисунок В.1):

- продольный сдвиг на единицу длины рассматривается как имеющий постоянное значение вдоль отрезка Δx : $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$;
- поперечный изгибающий момент на единицу длины рассматривается как имеющий постоянное значение вдоль отрезка Δy : $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$;
- продольное усилие предполагается постоянным на отрезке Δy : $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$;
- поперечный сдвиг в стенке, вызванный изменением соответствующего изгибающего момента, в пределах отрезка Δy не учитывается.

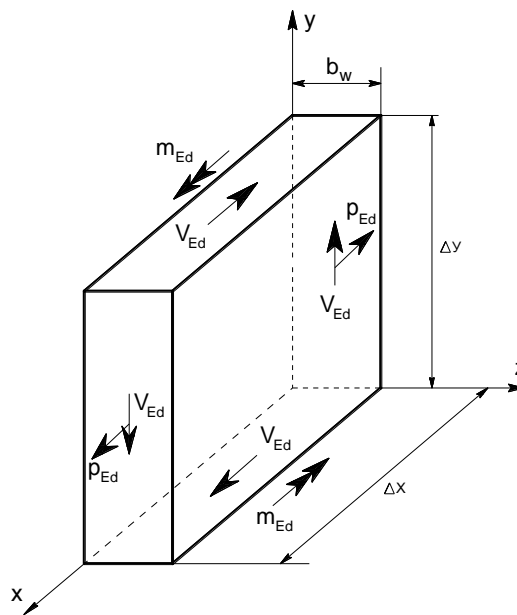


Рисунок В.1 — Внутренние воздействия в элементе стенки

На основе вышеназванных допущений многослойная модель будет состоять только из двух плит, в которых действуют следующие напряжения (Рисунок В.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \times \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_1} \quad (\text{B.1})$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \times \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_2} \quad (\text{B.2})$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \times z_1} \quad (\text{B.3})$$

$$\sigma_{E_{dy}2} = \frac{m_{E_{dx}}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \times z_2} \quad (B.4)$$

$$\sigma_{E_{dx}1} = p_d \times \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_1} \quad (B.5)$$

$$\sigma_{E_{dx}2} = p_d \times \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \times z_2} \quad (B.6)$$

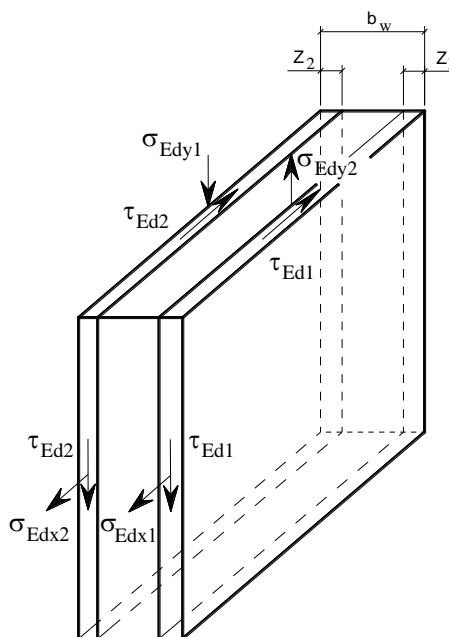


Рисунок В.2 — Модифицированная многослойная модель

Расчет двух плит осуществляется на основе итерационного подхода в целях оптимизации толщины z_1 и z_2 ; для этого используется методика, приведенная в Приложении F СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Значения углов θ_{el} и θ для двух плит могут предполагаться разными, однако для каждой плиты эти углы должны быть постоянными. Если арматура в этих двух плитах оказывается расположенной с эксцентриситетом, то должны применяться Формулы (LL.149) и (LL.150) СН РК EN 1992-2:2005/2011).

Если расчетное продольное усилие оказывается усилием растяжения, оно может рассматриваться как воспринимаемое арматурой, распределенной вдоль стенки, или, в качестве другого варианта, как распределенное на растянутый и сжатый пояс (половина — на растянутый, половина — на сжатый).

Если продольное усилие отсутствует, то в качестве упрощенного подхода могут использоваться правила 6.2.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, однако к поперечной арматуре (работающей на срез) необходимо добавить арматуру, работающую на изгиб.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г [QQ] (информационное)

Расчет по трещиностойкости стенок балок

В настоящее время прогнозирование сдвиговых трещин в стенках сопровождается значительной неопределенностью в построении модели.

Если контроль на сдвиговые трещины признается необходимым, особенно для предварительно напряженных элементов, то характеристики армирования, необходимого для контроля трещинообразования, определяются следующим образом.

1. Зависящая от направления прочность бетона на растяжение f_{ctb} внутри стенок рассчитывается по формуле

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \times \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) \times f_{ctk;0,05}, \quad (\text{Г.1})$$

где f_{ctb} — прочность бетона на растяжение до образования трещин в двухосном напряженном состоянии;

σ_3 — максимальное главное сжимающее напряжение, взятое как положительная величина, $\sigma_3 \leq f_{ck}$

2. Максимальное главное растягивающее напряжение в стенке σ_1 сравнивается с соответствующей величиной прочности f_{ctb} , полученной по Формуле (Г.1).

Если $\sigma_1 < f_{ctb}$, то в продольном направлении должно быть предусмотрено минимальное армирование согласно 9.2.2 .

Если $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, то ширину трещины необходимо контролировать в соответствии с 7.3.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 или выполнить расчет и проверку согласно 9.2.3 и 9.2.1, учитывая угол между направлениями главного напряжения и арматуры.

БИБЛИОГРАФИЯ

[1] Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design. A.W.Beeby and R.S.Narayanan. Thomas Telford. Published 2005.

[2] Designers' Guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges. C.R.Hendy and D.A.Smith. Thomas Telford. Published 2007.

УДК 624.21.012

МКС 93.040

Ключевые слова: арматура, бетон, железобетон, класс бетона, класс арматуры, конструкция, фундамент, опора, балка, поперечное сечение, преднапряженная балка, прочность, предварительное напряжение, жесткость, гибкость, устойчивость, трещиностойкость, усилие натяжения, расчетная длина, центр тяжести, изгибающий момент, поперечная сила, несущая способность, предельное состояния, надежность.

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 02-02.1-2012 (ҚР ҚН ЕН 1992-2:2005/2011)

**КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
Бөлім. Темірбетон көпірлер бөлімі.**

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
УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 02-02.1-2012 (к СН РК ЕН 1992-2:2005/2011)

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ.
Часть. Железобетонные мосты.**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная