

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КӨПРЛЕР БӨЛІМІ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ.
ЧАСТЬ. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

ҚР НТҚ 04-02.1-2012
(ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011)
НТП РК 04-02.1-2012
(к СН РК EN 1994-2:2005/2011)

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, «ИННОБИЛД» ЖШС |
| 2. ҰСЫНҒАН: | Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы |
| 3. БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ: | Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап |
| 4. ЕНГІЗІЛДІ: | Алғашқы рет |

ПРЕДИСЛОВИЕ

- | | |
|---------------------------------------|---|
| 1. РАЗРАБОТАН: | АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД» |
| 2. ПРЕДСТАВЛЕН: | Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан |
| 3. ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ: | Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года |
| 4. ВВЕДЕН: | 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	V
1 Қолдану саласы	1
2 Нормативті сілтемелер	2
3 Терминдер мен анықтамалар	4
4 Белгілер мен қысқартулар	5
4.1 Латын алфавитінің бас әріптері	5
4.2 Латын алфавитінің кіші әріптері	8
4.3 Грек алфавитінің бас әріптері	9
4.4 Грек алфавитінің кіші әріптері.....	10
5 Көпірлік болаттемірбетонды конструкцияны жобалау негіздері	11
5.1 Жүктелімдер мен әсерлер	11
5.2 Материалдар	13
5.2.1 Бетон.....	13
5.2.2 Конструкциялық болат	17
5.2.3 Арматура	18
5.2.4 Біріктіру элементтері	19
5.3 Конструкциялардың статикалық талдауы	19
5.3.1 Есептік модельдер	19
5.3.2 Есептеу әдістері	20
5.3.3 Көлденең қималардың жіктелуі	20
5.3.4 Темірбетон плитасының тиімді енін анықтау	21
5.3.5 Геометриялық және физикалық факторлардың әсері	23
6 Көтеру қабілеті бойынша есептер	25
6.1 Аралық құрылымның арқалықтары	25
6.1.1 Иілу кезіндегі көтеру қабілеті	25
6.1.2 Иілістің жазық пішінінің төзімділігі	29
6.1.3 Тік жазықта ығыстыру кезіндегі көтеру қабілеті	29
6.1.4 Темірбетон плитасының бойлық ығысуға есебі.....	29
6.1.5 Ығыстыру қосылыстарының есебі	31
6.1.6 Төзімділікке есептер	33
6.1.6.1 Ішкі күштерді анықтау	33
6.1.6.2 Болат элементтердің төзімділігін бағалау	34
6.1.6.3 Арматура төзімділігін бағалау	35
6.1.6.4 Бетон төзімділігін бағалау	37
6.1.6.5 Ығыстыру қосылыстарының төзімділігін бағалау	38
6.2 Сығылған және сығылып-иілген элементтер	53
6.2.1 Бір осьті сығу кезіндегі есептер.....	53
6.2.2 Иіліспен сығу есептері.....	56
6.2.3 Болат элементтердің жергілікті орнықтылығын жоғалтуы	59
6.2.4.Жинақталған күштерді беру учаскелері	60
6.2.5 Конструктивті талаптар	62
7 Пайдалануға жарамдылығы бойынша есептер	65

7.1 Иілімдерді тексеру	65
7.2 Дірілді шектеу	66
7.3 Бетонда жарықшақтанудың түзілуін шектеу	67
8 Арқалық төсемдері.....	69
8.1 Ішкі күштерді анықтау	69
8.2 Көтеру қабілетін тексеру.....	70
8.3 Пайдалану жарамдылығы бойынша тексеру.....	72
А қосымшасы (ақпараттық) Заманауи болаттемірбетонды көпірлерінің конструктивті шешімдері мен элементтері	73
Б қосымшасы (ақпараттық) ГОСТ бойынша болат кескіндердің сұрыптамасы	103
В қосымшасы (ақпараттық) Болат еуропалық қоставрлардың сұрыптамасы	108
Библиография	138

КІРІСПЕ

Осы нормативті-техникалық құрал «Қазақ ғылыми-зерттеу және жобалау-эксперименталдық сейсмикаға төзімді құрылыс пен сәулет институты» республикалық мемлекеттік кәсіпорны («ҚазҒЗСТҚСИ» РМК) дайындаған.

Осы нормативті-техникалық құралда:

- ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 2-9 тарауларында мазмұндалған болаттемірбетон көпірлерді жобалау қағидалары мен ережелері;
- ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 2-9 тарауларында мазмұндалған қағидалар мен ережелерді дамытатын ережелер;
- ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 2-9 тарауларының ережелерінің жобалау тәжірибесінде қолданылуын көрсететін мысалдар ұсынылған.

Осы нормативті-техникалық құралын әзірлеу кезінде ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 ережелерімен қатар:

- ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 құжатына Ұлттық қосымша ережелері;
- ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылыс жобалау негіздері» тиісті ережелері;
- ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 «Болаттемірбетонды конструкцияларын жобалау. 1-1 бөлім» тиісті ережелері;
- Болаттемірбетонды көпірлері саласында маманданған шетелдік ұйымдармен орындалған жобалық шешімдер мен зерттеулердің сынақталған нәтижелері ескерілген.

Осы нормативті-техникалық құрал инженерлік-техникалық қызметкерлерге, жобалық өнімнің тапсырыс берушілеріне, жоғары оқу мәкемелерінің ұстаздары мен студенттеріне арналған.

Қазақстан Республикасында ерікті түрде нормативті құжат ретінде қолдану үшін қолданысқа енгізіледі.

БЕЛГІ ҮШІН

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН****КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ****ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ.
ЧАСТЬ. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ**

Енгізілген күні – 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативті-техникалық құрал ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 «Болаттемірбетон конструкцияларын жобалау. 2-бөлім. Жалпы қағида және көпірлерге арналған ереже» ережелерін дамыта отырып жасалған және болаттемірбетонды көпірлерін жобалау кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы нормативті-техникалық құралы «Болаттемірбетон конструкцияларын жобалау. 2-бөлім. Жалпы қағида және көпірлерге арналған ереже» ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 келесі бөлімдерінде ұсынылған қағидалар мен ережелерді қамтиды және дамытады:

- 1 Бөлім «Жалпы ережелер»;
- 2 Бөлім «Жобалау негіздері»;
- 6 Бөлім «Көтеру қабілеті бойынша шекті күйлері»;
- 7 Бөлім «Пайдалану жарамдылығы шарттары бойынша шекті күйлері»;
- 8 Бөлім «Болаттемірбетонды көпірлеріндегі құрастырылмалы темірбетонды плиталар».

1.3 ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 мазмұндалған қағидалар мен ережелер жалпы және арнайы болып бөлінеді.

ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 құжатының 1-5 тарауларында және осы нормативті-техникалық құралда болаттемірбетон көпірлері мен олардың конструктивті элементтері үшін жалпы болып табылатын қағидалар мен ережелер ұсынылған.

Жалпы қағидалар мен ережелерді толықтыратын, болаттемірбетонды көпірлерін жобалаудың арнайы қағидалары мен ережелері:

- ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 құжатының 6-9 тарауларында және аталған бөлімдерге тиісті құралдарда;
- ҚР ҚН EN 1994-2:2004/2011 құжатының 5-8 тарауларында және аталған бөлімдерге тиісті құралдарда қамтылған.

1.4 Осы құжаттың мақсаты болаттемірбетонды көпірлерін есептеу және жобалауды қамтамасыз ету болып табылады.

1.5 Осы нормативті-техникалық құрал:

- жобалық құжаттамаға тапсырыс берушілердің (мысалы, болаттемірбетонды көпірлеріне негізгі талаптарды қалыптастыру үшін);

- болаттемірбетонды көпірлерін жобалауды жүзеге асыратын мамандардың;
- болаттемірбетонды көпірлерін жобалау және салу сапасына бақылауды жүзеге асыратын мамандардың;
- тиісті әкімшілік органдардың қолдануына арналған.

1.6 Тиісті нормативтер әзірленбейінше ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 құжатында талаптары айқындалмаған болаттемірбетонды көпірлерін жобалауды арнайы сынақтаулар нәтижесіне негізделген арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асыру қажет.

2 НОРМАТИВТІ СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативті-техникалық құралды қолдану үшін келесі сілтемелік құжаттар қажет. Мерзімі көрсетілген сілтемелер үшін сілтеме құжаттың аталған басылымы ғана қолданылады, мерзімі көрсетілмеген сілтемелер үшін сілтеме құжаттың соңғы басылымы (барлық өзгертулерін қоса) қолданылады:

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері.

ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 Күш түсетін конструкцияларға эсер ету. 1-5 бөлімі. Жалпы эсер ету. Температуралық эсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-1-6:2005/2011 Күш түсетін конструкцияларға эсер ету. 1-6 бөлімі. Жалпы эсер ету. Құрылыс жұмыстарын жүргізу кезіндегі эсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 Күш түсетін конструкцияларға эсер ету. 2-бөлім. Көпірлерге түсетін көліктік жүктемелер.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлімі. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

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

ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлімі. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

ҚР ҚН EN 1993-1-3:2006/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-3 бөлімі. Жалпы ережелер. Суықтай калыпталған элементтер мен кескінделген табактарға арналған қосымша ережелер.

ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-5 бөлімі. Табакша жазықтығындағы жүктемелердің эрекеті кезіндегі конструкциялардың табакшалы элементтері.

ҚР ҚН EN 1993-1-8:2005/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-8 бөлімі. Қосылыстарды есептеу.

ҚР ҚН EN 1993-1-9:2005/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-9 бөлімі. Қажу беріктігі».

ҚР ҚН EN 1993-1-10:2005/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-10 бөлімі. Илем калыңдығы бағытындағы материалдың соққылық тұтқырлығы мен беріктік қасиеттері.

ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Болат көпірлер.

ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 Болат темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлімі. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 Болат темірбетон конструкцияларды жобалау. 2- бөлім. Көпірлерге арналған негізгі қағидалар мен ережелер.

ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер.

ҚР СТ ISO 13918 Пісіру. Бұрмасұқпаларды доғалы пісіруге арналған бұрмасұқпалар мен керамикалық төлкелер.

ҚР СТ ISO 14555 Пісіру. Металл материалдардан жасалған бұрмасұқпаларды доғалы пісіру;

ҚР СТ EN 10025-1 Конструкциялық болаттан жасалған ыстықтай тоқылған бұйымдар. 1-бөлім. Жеткізудің жалпы техникалық шарттары;

ҚР СТ EN 10025-1 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. Жеткізудің жалпы шарттары.

ҚР СТ EN 10025-2 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. 2-бөлім. Қоспасыз болат конструкциясы үшін жеткізудің техникалық шарттары.

ҚР СТ EN 10025-3 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. Илеу процессінде қалпына келтірілген пісірілетін ұсақ түйіршікті конструкциялық болатты жеткізудің техникалық шарттары.

ҚР СТ EN 10025-4 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. 4-бөлім. Термонығайтылған иленген дәнекерлі ұсақ түйіршікті болат конструкцияларын жеткізудің техникалық шарттары.

ҚР СТ EN 10025-5 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. Атмосфералық коррозияға тұрақтылығы жоғары конструкциялық болатты жеткізудің техникалық шарттары.

ҚР СТ EN 10025-6 Ыстықтай жаймаланған болат конструкцияларынан жасалған бұйымдар. Кейіннен босатылып шынықтырылған төзімділігі жоғары конструкциялық болаттан жасалған табақты илекті жеткізудің техникалық шарттары.

ҚР СТ EN 10149-2 Салқын күйінде пішінін өзгертуге арналған ағымдылықтың жоғарғы шегіне ие болаттан жасалған ыстықтай жаймаланған жазық илем. 2-бөлім. Термомеханикалық өндеуден өткізілген иленген болатты жеткізу шарттары.

ҚР СТ EN 10149-3 Салқын күйінде пішінін өзгертуге арналған ағымдылықтың жоғарғы шегіне ие болаттан жасалған ыстықтай жаймаланған жазық илем. 3-бөлім: Қалыпқа келтірілген немесе қалыпқа келтірілген иленген болатты жеткізу шарттары.

Ескертпе – Осы мемлекеттік нормативті қолданған кезде сілтеме жасалатын құжаттардың әрекетін жыл сайын ағымдағы жыл жағдайына құрастырылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында қолданыстағы архитектура, қала құрылысы және құрылыс салаларындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар 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 МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативті-техникалық құралда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 бойынша терминдер қолданылады, сонымен қатар тиісті анықтамаларымен келесі терминдер қолданылады:

3.1 Болаттемірбетонды элемент (composite member): Бетон мен болат арасындағы бойлық ығысуды шектеу және бір компоненті екіншісінен бөлу үшін ығысу қосылыстарымен біріктірілген, темірбетон мен болаттан жасалған компоненттері бар конструкция элементі.

3.2 Ығысу қосылысы (shear connection): Екі компонент бір конструкция элементінің бөлігі ретінде жобалануы үшін жеткілікті төзімділік пен беріктікке ие, болаттемірбетонды элементінің темірбетон және болат компоненттері арасындағы қосылыс.

3.3 Болаттемірбетонды арқалық (composite beam): Негізінен иіліс әсеріне түсетін құрамдас элемент.

3.4 Болаттемірбетонды баған (composite column): Негізінен қысу және иіп қысу әсеріне түсетін құрамдас элемент.

3.5 Болаттемірбетонды плита (composite slab): Болат пішінді табақтар бастапқыда алынбайтын қалып ретінде қолданылатын, ал содан соң қатқан бетонмен конструктивті біріктіріліп, керу қызметін атқаратын арматура ретінде жұмыс істейтін плита.

3.6 Болаттемірбетонды рама (composite frame): Барлық немесе кейбір элементтері болаттемірбетонды құрамдастары болатын, ал қалғандары – конструктивті болат элементтер болып табылатын рамалық конструкция.

3.7 Құрастырылған түйісу (composite joint): Жобадағы арматуралау түйісу төзімділігі мен беріктігін қамтамасыз ету үшін есепке алынатын, бір болаттемірбетонды элементі басқа болаттемірбетон, болат немесе темірбетон элементі арасындағы түйіс.

3.8 Темірбетонда жарықшақтардың түзілуін ескермегендегі иілу кезіндегі қаттылық (un-cracked flexural stiffness): Болаттемірбетонды элементінің көлденең қимасының қаттылығы $E_a I_1$, мұндағы I_1 созылған бетон жарықшақсыз күйде тұр деген болжамнан есептелген, болаттың пайдалы эквивалентті қимасының нетто ауданының инерция моменті болып табылады.

3.9 Темірбетонда жарықшақтардың түзілуін ескергенде иілу кезіндегі қаттылық (cracked flexural stiffness): Құрастырылған элементтің көлденең қимасының қаттылығы $E_a I_2$, мұндағы I_2 арматуралауды есепке алып, бірақ созылған бетонды есепке алмай есептелген болатқа әкелінген болаттемірбетонды қимасы ауданының инерция моменті болып табылады.

3.10 Алдын ала кернеу (prestess): Реттелетін деформацияларды немесе кернеуленетін арматураны қолдана отырып болаттемірбетонды қимасының бетон бөлігіне сығу кернеуін қосу процессі.

3.11 Арқалық төсемі (beam slab): Темірбетонды плита мен иленген немесе пісірілген болат арқалықтарынан, бетонға ішінара енгізілген, төменгі сөресі плитаның төменгі бөлігінде тұратын төсем.

4 БЕЛГІЛЕР МЕН ҚЫСҚАРТУЛАР

Осы нормативті-техникалық құралда келесі белгілеулер қабылданған:

4.1 Латын алфавитінің бас әріптері:

A_a	— конструкцияның болат бөлігінің көлденең қимасының ауданы;
A_b	— төменгі көлденең арматураның көлденең қимасының ауданы;
A_{bh}	— кертештің төменгі көлденең арматурасының (вут) көлденең қимасының ауданы;
A_c	— бетонның көлденең қимасының ауданы;
A_{ct}	— бетонның созылған аймағының көлденең қимасының ауданы;
A_{fc}	— сығылған сөренің (белбеуінің) көлденең қимасының ауданы;
A_p	— кернеуленген арматураның ауданы;
A_s	— арматураның көлденең қимасының ауданы;
A_{sf}	— көлденең арматураның көлденең қимасының ауданы;
A_t	— жоғары көлденең арматураның көлденең қимасының ауданы;
A_v	— болат пішінді конструкцияның ығысу ауданы;
A_l	— таңғышқа (фасонка) салыну алаңы;
E_a	— конструктивті болаттың серпімділік модулі;
$E_{c,eff}$	— бетонға арналған есептік серпімділік модулі;
E_{cm}	— бетонның қима серпімділік модулі;
E_s	— арматуралық болат серпімділік модулінің есептік мәні;
$(EA)_{eff}$	— жарықшақтарды ескергенде бетонның тиімді бойлық қаттылығы;
$(EI)_{eff}$	— салыстырмалы иілімділігін есептеуге арналған иілуге тиімді қаттылығы;
$(EI)_{eff,II}$	— екінші реттік есептеуге арналған иілуге тиімді қаттылық;
$(EI)_2$	— бетон немесе болаттемірбетонды плитасының енінің бірлігіне жарықшақтануды ескере отырып, иілімге қаттылық;
G_a	— конструктивті болаттың ығысу модулі;
G_c	— бетон ығысуының модулі;
I_a	— конструкцияның болат бөлігі ауданының инерция моменті;
I_{at}	— конструкцияның болат бөлігінің Сен Венан айналдыру тұрақтысы;
I_c	— жарықтақтануды ескермегенде бетон қимасы ауданының инерция моменті;
I_{eff}	— толтыру арқалығы ауданының инерциясының есептік моменті;
I_s	— болат арматура ауданының инерция моменті;
I_1	— созылған бетонда жарықшақсыз деп есептелгенде, болатқа әкелген болаттемірбетонды қимасы ауданының инерция моменті;
I_2	— арматурасы қосылған, бірақ созылған бетонды есепке алынбай саналған болатқа әкелген болаттемірбетонды қимасы ауданының инерция моменті;
L	— ұзындығы; аралық; аралықтың есептік ұзындығы;
L_e	— эквивалентті аралық;
L_{A-B}	— сәйкесінше $M_{el,Rd}$ және $M_{ed,max}$ сай келетін А және В нүктелері арасындағы серпімділіксіз аймақтың ұзындығы;
L_v	— ығысу қосылысының ұзындығы;
M	— иілу моменті;

- M_a – конструкция қимасының болат бөлігінің болаттемірбетонды қимасының есепті пластикалық шекті моментіне үлесі;
- $M_{a,Ed}$ – конструкция қимасының болат бөлігіне әсер ететін есептік иілу моменті;
- $M_{b,Rd}$ – бойлық иілу кезінде болаттемірбетонды арқалығының шекті моментінің есептік мәні;
- $M_{c,Ed}$ – болаттемірбетонды қимаға әсер ететін есептік иілу моментінің бөлігі;
- M_{cr} – болаттемірбетон арқалығының айналысымен бойлық иіліске арналған серпімділі шектік моменті;
- M_{Ed} – есептік иілу моменті;
- $M_{Ed,max}$ – болат және болаттемірбетонды элементтерге әсер ететін жалпы есептік иілу моменті;
- $M_{Ed,max,f}$ – шаршаңқы жүктемемен туындаған максимальды иілу моменті немесе ішкі күші;
- $M_{Ed,min,f}$ – шаршаңқы жүктемемен туындаған минималды иілу моменті;
- $M_{el,Rd}$ – болаттемірбетонды қимасының серпімділі шектік моментінің есептік мәні;
- $M_{f,Rd}$ – ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 (5.2.6.1) сәйкес есептік шекті моменті;
- $M_{max,Rd}$ – қалыпты сығу күшін ескергенде шекті моменттің максималды есептік мәні;
- M_{perm} – үйлесім сипаттамасына арналған ең жағымсыз иілу моменті;
- $M_{pl,a,Rd}$ – конструкцияның болат бөлігінің қимасының пластикалық шекті моментінің есептік мәні;
- $M_{pl,N,Rd}$ – қалыпты сығу күшін ескергенде болаттемірбетонды қиманың пластикалық шекті моментінің есептік мәні;
- $M_{pl,Rd}$ – толық ығысу қосылысы бар болаттемірбетонды қиманың пластикалық шекті моментінің есептік мәні;
- $M_{pl,y,Rd}$ – толық ығысу қосылысты болаттемірбетонды қиманың у-у осіне қатысты пластикалық шекті моментінің есептік мәні;
- $M_{pl,z,Rd}$ – толық ығысу қосылысты болаттемірбетонды қиманың z-z осіне қатысты пластикалық шекті моментінің есептік мәні;
- M_{Rd} – болаттемірбетонды қиманың шекті моментінің есептік мәні;
- M_{Rk} – болаттемірбетонды қима немесе қосылыстың шекті моментінің сипаттамалық мәні;
- $M_{y,Ed}$ – у-у осіне қатысты болаттемірбетонға әсер ететін есептік иілу моменті;
- $M_{z,Ed}$ – z-z осіне қатысты болаттемірбетонға әсер ететін есептік иілу моменті;
- N_a – болаттемірбетонды арқалығы конструкциясының болат бөлігінің қимасындағы қалыпты күштің есептік мәні;
- N_c – бетон сөредегі қалыпты сығу күшінің есептік мәні;
- N_{cd} – $M_{Ed,max}$ сай келетін бетон плитасындағы есепті сығу күші;
- $N_{c,f}$ – толық ығысу қосылысы бар бетон сөредегі қалыпты сығу күшінің есептік мәні;
- $N_{c,el}$ – $M_{el,Rd}$ сай келетін бетон плитасындағы қалыпты сығу күші;
- $N_{cr,eff}$ – есепті иілу қатандығына сай келетін болаттемірбетонды тірегінің серпімділік шектік күші;
- N_{cr} – қалыпты серпімділік шектік күші;
- N_{cl} – жүктемені енгізу үшін есептелген қалыпты күштің есептік мәні;
- N_{Ed} – қалыпты сығу күшінің есептік мәні;
- $N_{Ed,serv}$ – SLS үшін бетонның созылған элементтің қалыпты күші;

- $N_{Ed,ult}$ – ULS үшін бетонның созылған элементтің қалыпты күші;
 $N_{G,Ed}$ – қалыпты сығу күшінің тұрақты бөлігінің есептік мәні;
 $N_{pl,a}$ – конструкцияның болат бөлігі қимасының қалыпты күш әсеріне пластикалық кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 $N_{pl,Rd}$ – болаттемірбетонды қимасының қалыпты күш әсеріне пластикалық кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 $N_{pl,Rk}$ – болаттемірбетонды қимасының қалыпты күш әсеріне серпімділік пластикалық кедергісінің (беріктігінің) сипаттамалық мәні;
 $N_{pm,Rd}$ – бетонның қалыпты күш әсеріне кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 N_s – болат арматураның қалыпты күш әсеріне пластикалық кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 N_{sd} – болат арматураның қалыпты созу күшінің әсеріне пластикалық кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 $N_{s,el}$ – созылу кезіндегі қаттылығын ескергенде, $M_{el,Rd}$ сай келетін, бетон плитасындағы жарықшақты ескергендегі созу күші;
 P_{Ed} – жақын қабырғадан x қашықтықта жалғастыру элементіне әсер ететін бойлық күш;
 $P_{l,Rd}$ – F_1 сай келетін, тіректің жалғыз жалғастыру өзегінің ығысу кедергісінің есептік мәні;
 P_{Rd} – жалғыз жалғастыру элементінің ығысу кедергісінің есептік мәні;
 P_{Rk} – жалғыз жалғастыру элементінің ығысу кедергісінің сипаттамалық мәні;
 $P_{t,Rd}$ – F_t сай келетін, тіректің жалғыз жалғастыру өзегінің ығысу кедергісінің есептік мәні;
 $V_{a,Ed}$ – конструкцияның болат бөлігінің қиылысына әсер ететін, көлденең күштің есептік мәні;
 $V_{b,Rd}$ – ығысу кезінде болат қабырғаның орнықтылықты жоғалту кедергісінің (беріктігінің) есептік мәні;
 $V_{c,Ed}$ – толтыру арқалығының темірбетон қимасына әсер ететін көлденең күштің есептік мәні;
 V_{Ed} – болаттемірбетонды қимаға әсер ететін көлденең күштің есептік мәні;
 V_L – болат пен бетонның түйісу бойында жүретін бойлық ығысу күші;
 $V_{L,Ed}$ – серпімділіксіз аймақтың L_{A-B} учаскесіне әсер ететін бойлық ығысу күші;
 $V_{pl,Rd}$ – болаттемірбетонды қиманың тік ығысу әсеріне пластикалық кедергісінің есептік мәні;
 $V_{pl,a,Rd}$ – конструкция қимасының болат бөлігінің тік ығысу әсеріне пластикалық ығысуының есептік мәні;
 $V_{p,Rd}$ – басылуға болаттемірбетонды плитасы кедергісінің есептік мәні;
 V_{Rd} – болаттемірбетонды плитаның тік ығысу әсері кедергісінің есептік мәні.

4.2 Латын алфавитінің кіші әріптері

- a_w – болат арқалық сөресінің консолі;
 b – болат кескін сөресінің ені; плита ені, іргелес қабырғалар арасындағы аралықтың жартысы немесе сөренің бос жиегі мен қабырға арасындағы қашықтық;

b_{eff}	– жалпы тиімді ені;
$b_{\text{eff},1}$	– екі ұшына тірелетін, аралық ортасындағы тиімді ені;
$b_{\text{eff},2}$	– аралық тіректегі тиімді ені;
b_{ei}	– қабырғаға қатысты әр жақтық бетонды сөренің тиімді ені; қорапты қималы болаттемірбетонды төменгі сөренің тиімді ені;
b_f	– болат пішінді сөресінің ені;
b_i	– қабырғаға қатысты әр жақтық бетонды сөренің геометриялық ені;
b_0	– ығысу қосылыстары элементтерінің (тіректерінің) ортасы арасындағы қашықтық; бетон қабырғаның орташа ені (кіретін пішінді табақтардың минимальды ені); вут ені;
c	– болатты сөренің кертешінің ені; арматуралық өзектің тиімді периметрі;
c_{st}	– арқалық төсемнің болат арқалықтарының үстіндегі бетонның қорғаныс қабаты;
d_s	– созылған болат арматура мен болаттемірбетонды плитасының шеткі қысылған фибрасы арасындағы аралық; арқалықтың болат қимасының ауырлық орталығы мен созылған бойлық арматура арасындағы аралық;
e_D	– шетіне дейінгі қашықтық;
e_g	– болаттемірбетонды тірегіндегі бүйірдегі плита мен арматура арасындағы саңылау;
e_h	– егер F_d бетон плитасына әсер етсе, F_d күшінің жұмылу нүктесінен тиісті болат қабырғасына дейінгі көлденең аралық;
e_v	– егер F_d болат элементке әсер етсе, F_d күшінің жұмылу нүктесінен тиісті ығысу қосылысының жазықтығына дейінгі тік аралық;
f_{cd}	– бетонның цилиндрлі сығу беріктілігінің есептік мәні;
f_{ck}	– жасы 28 тәуліктік бетонның цилиндрлі сығу беріктілігінің сипаттамалық мәні;
f_{cm}	– өлшенген бетонның цилиндрлі сығу беріктілігінің орташа мәні;
$f_{\text{ct,eff}}$	– созылуға бетонның есептік беріктілігінің орташа мәні;
f_{ctm}	– осьтік созылуға бетон беріктілігінің орташа мәні;
$f_{\text{ct},0}$	– созылуға бетонның бастапқы беріктігі;
f_{lctm}	– ості созылуға жеңіл бетон беріктілігінің орташа мәні;
F_{pk}	– кернелетін арматуралық элементтердің ағымдылығының шартты шегінің сипаттамалық мәні;
f_{sd}	– арматуралық болаттың ағымдылығының шартты шегінің есептік мәні;
f_{sk}	– болат арматурасының ағымдылығының шартты шегінің сипаттамалық мәні;
f_u	– созылу беріктілігінің номинальды шегі;
f_y	– конструктивті болат ағымдылығының шартты шегінің номинальды мәні;
f_{yd}	– конструктивті болат ағымдылығының шартты шегінің есептік мәні;
h	– толық биіктігі; қалыңдығы;
h_a	– болат конструкцияның профилінің биіктігі;
h_c	– бетон сөресінің қалыңдығы;
h_n	– бейтарап ось жағдайы;
h_s	– болат конструкцияның пішінінің сөрелер ауырлық орталықтарының арасындағы аралық;
h_{sc}	– жалғастыру өзегінің жалпы номинальды биіктігі;

- k – екінші реттік әсеріне арналған динамикалықты күшейту коэффициенті; коэффициент; ығысу кедергісін есептеуге арналған эмпирикалық коэффициент;
 k_c – коэффициент;
 k_s – тіректің жалғастыру өзегінің ығысуының кедергісіне арналған босату коэффициенті;
 m – шаршаңқы беріктігінің қисық еңісі; ығысу кедергісін есептеуге арналған эмпирикалық коэффициент;
 s – ығысу қосылыстарының өзектері арасындағы бойлық орталық арасындағы аралығы;
 s_f – арқалық төсемдерінің болат арқалықтарының жоғарғы сөрелері арасындағы көрініс аралығы;
 s_t – ығысу қосылыстарының өзектері арасындағы көлденең орталық арасындағы аралық;
 s_w – арқалық төсемдерінің болат арқалықтарының қабырғаларының арасындағы қашықтық;
 t_w – болат конструкцияның пішінді қабырғасының қалыңдығы;
 t_f – арқалық төсемнің болат арқалықтарының болат сөрелерінің қалыңдығы;
 v_{Ed} – бойлық ығысудың есептік кернеуі;
 $v_{L,Ed}$ – болат пен бетон арасындағы бөлініс шекарасындағы ұзындық бірлігіне бойлық ығысудың есептік күші;
 $v_{L,Ed,max}$ – болат пен бетон арасындағы бөлініс шекарасындағы ұзындық бірлігіне бойлық ығысудың максималды есептік күші;
 w_k – жарықшақтың енінің есептік мәні;
 x – ығысу қосылысының элементінен жақын қабырғасына дейінгі қашықтығы;
 x_{pl} – пластикалық бейтарап ось пен сығылған бетон плитаның шеткі фибрасы арасындағы қашықтық;
 y – сөрелерге параллельді, көлденең қима осі;
 z – сөрелерге перпендикулярлы көлденең қима осі; рычаг иығы;
 z_0 – тік қашықтығы;

4.3 Грек алфавитінің бас әріптері

- $\Delta\sigma$ – кернеу диапазондары;
 $\Delta\sigma_c$ – 2 млн. цикл үшін шаршау беріктігінің бастапқы мәні;
 $\Delta\sigma_E$ – тұрақты амплитуданың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta\sigma_{E,glob}$ – ғаламдық әсерден туындаған тұрақты амплитуданың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta\sigma_{E,loc}$ – жергілікті әсерлермен туындаған тұрақты амплитуданың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta\sigma_{E,2}$ – 2 млн. цикл үшін тұрақты амплитуданың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta\sigma_s$ – созылу кезінде бетонның қаттылығымен туындаған, болат арматурадағы кернеудің ұлғаюы;
 $\Delta\sigma_{s,eq}$ – зақымдалудың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;

- $\Delta \tau$ – шаршаңқы жүктемке арналған жанама кернеулер диапазоны;
 $\Delta \tau_c$ – 2 млн. цикл үшін шаршаңқы беріктігінің бастапқы мәні;
 $\Delta \tau_E$ – тұрақты амплитуданың эквивалентті кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta \tau_{E,2}$ – 2 млн. цикл үшін тұрақты амплитуданың эквивалентті жанама кернеулерінің диапазоны;
 $\Delta \tau_R$ – ығысуға шаршаңқы беріктілік.

4.4 Грек алфавитінің кіші әріптері

- α_{cr} – серпімділік деформациялар кезінде орнықтылықтың жоғалуына әкелетін есептік жүктелімдерді арттыру, коэффициент;
 α_M – болаттемірбетонды тіректің иілуіне қатысты коэффициент;
 β – коэффициент; бетон плитасына V_1 бойлық ығыстыру күшін тарату бұрышының жартысы, айнымалы параметр;
 γ_c – бетонға арналған жеке коэффициент;
 γ_F – мөлшерлік түрлері мен модельдер ақаулығын ескеретін, әсерлерге арналған жеке коэффициент;
 γ_M – мөлшерлік түрлері мен модельдер ақаулығын ескеретін, материалдар қасиетіне арналған жеке коэффициент;
 γ_{Mf} – шаршаңқы беріктілікке арналған жеке коэффициент;
 $\gamma_{Mf,s}$ – тіректердің ығысу өзектерінің шаршаңқы беріктілікке арналған жеке коэффициент;
 γ_P – алдын ала кернеу әсеріне арналған жеке коэффициент;
 γ_s – арматуралық болатқа арналған жеке коэффициент;
 γ_v – анкерлік өзек ығысуына есептік кедергіге арналған жеке коэффициент;
 δ – коэффициент; болаттың үлестік коэффициенті; орталық бөлігіндегі майысу;
 δ_{uk} – сырғу мөлшерінің сипаттамалық мәні;
 ε – $\sqrt{235 / f_y}$ мұндағы f_y мәні Н/мм² түрінде беріледі;
 $\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ – бетонға арналған шектеуге қатысты коэффициенттер;
 $\bar{\lambda}$ – салыстырмалы иілімділік;
 $\bar{\lambda}_{LT}$ – бұратылысты бойлық иілуіне арналған салыстырмалы иілімділік;
 μ – үйкелу коэффициенті; номинальды коэффициент;
 μ_d – бір осьті иілу және сығуды есептеуге арналған коэффициент;
 μ_{dy}, μ_{dz} – иілу жазықтығына қатысты μ_d коэффициенті;
 ν_a – конструктивті болатқа арналған Пуассон коэффициенті;
 ρ – тік ығысуды ескергенде иілуге есептік кедергіні азайтуға арналған параметр;
 ρ_s – параметр; арматуралау коэффициенті;
 $\sigma_{c,Rd}$ – бетонның жергілікті есептік беріктілігі;
 σ_{ct} – бетонның шеткі талшығының созылу кернеуі;
 $\sigma_{s,max,f}$ – $M_{Ed,max,f}$ иілу моментімен туындаған арматурадағы кернеу;
 $\sigma_{s,min,f}$ – $M_{Ed,min,f}$ иілу моментімен туындаған арматурадағы кернеу;

- σ_s – созылған арматурадағы кернеу;
- $\sigma_{s,max}$ – M_{max} иілу моментімен туындаған арматурадағы кернеу;
- $\sigma_{s,max,0}$ – созылған бетонды ескермегенде M_{max} иілу моментімен туындаған арматурадағы кернеу;
- $\sigma_{s,0}$ – бетонның созылуы кезінде қаттылықты есепке алмағанда созылған арматурадағы кернеу;
- τ_{Rd} – ығысуға есептік кедергі;
- φ – сырғығыштық коэффициенті;
- χ – иілу кезіндегі орнықтылықты жоғалтуға арналған босаңсу коэффициенті;
- χ_{LT} – бұратылысы бар бойлық июге арналған босату коэффициенті.

5 КӨПРЛІК БОЛАТТЕМІРБЕТОНДЫ КОНСТРУКЦИЯНЫ ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ

5.1 Жүктелімдер мен әсерлер

5.1.1 Болаттемірбетонды көпірлерінің есебінде жұмыстың екі кезеңін есепке алу қажет:

- болат конструкцияларға меншікті салмағының, қалыптың және бетон қоспасының массасының ауыртпалығы әсер ететін монтаждау кезеңі;

- бетонның болатпен біріктірілгеннен кейін болаттемірбетонды конструкциялар барлық қалған тұрақты жүктемелерден (жүру жабыны төсемінің, тротуар элементтерінің, қоршау шарбақтарының, коммуникациялардың және т.б. салмағы), сондай-ақ жылжымалы құрам, жаяу жүргіншілер мен атмосфералық әсерлердің уақытша жүктемелерінен күштерді қабылдайтын пайдалану кезеңі.

5.1.2 көпір конструкцияларына әсер ететін ішкі күштерді анықтау кезінде жүктемені ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6-тарау) ұсынылған әсер ету комбинацияларының, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A.2) сәйкес көпірлерге арналған әсерлер комбинациясының жалпы параметрлерін ескере отырып белгілеу қажет. Көлік құралдарының жүктелімдерін ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 сәйкес анықтау қажет. Жергілікті және жалпы әсерлерге арналған комбинациялар коэффициенті ұлттық қосымшада ұсынылған.

5.1.3 ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 сәйкес болаттемірбетонды көпір конструкцияларын есептеу кезінде келесі факторларды есепке алу қажет:

- тіректердің біртекті емес тұнбасына байланысты, конструкцияның негіздермен өзара әрекеттесуі (ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011);

- конструкциялардың деформацияланған геометриясының (екінші тәртіп әсерлерінің) және эксцентриситеттер, конструкцияның тігінен, тік сызықтан, жазықтықтан геометриялық ауытқулары түріндегі ақаулықтардың әсері (ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011);

- сырғығыштық және бетонның шөгу әсері (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011);
- бетондағы жарықшақтықтың түзілу әсері (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011);
- бетондағы алдын ала кернеу әсері (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011).

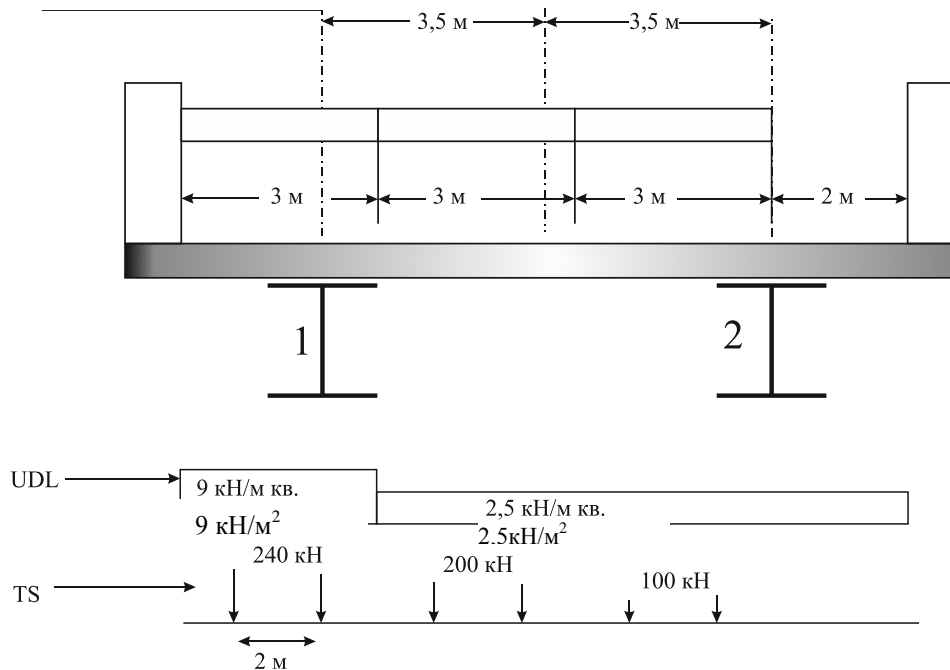
МЫСАЛ

Берілгені: барьерлік қоршаулар арасындағы өту бөлігінің ені $w = 11,0$ м, бөлу жолағы жоқ 1 санатты жолдағы авто жол көпірі (5.1-сурет).

Қажет етіледі: пайдалану жарамдылығы мен көтеру қабілетін тексеру үшін қолданылатын LM1 жүктеу моделі үшін көлік құралдарынан уақытша тік ауыртпалықтарын таратуды орнату.

Жолақтың жүктелу енін 3 м қабылдаймыз. Жүру бөлігінде орналастыруға болатын n жүктеу жолақтарының максималды саны $11,0/3 = 3$ тең. Қалған аумағының ені $w - 3n = 11 - 3 \times 3 = 2$ м 5.1-суретте №1 максималды жүктелген қималы болат арқалықтың кернелген-деформацияланған күйіне қосқан үлесіне сәйкес жүктеу жолақтарының нумерациясы көрсетілген. Сол суреттің төменгі бөлігінде ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 сәйкес әрбір жолақтағы біркелкі (UDL) және тандемді (TS) көлік жүктелімінің мөлшері мен таралуы берілген.

Максималды жүктелген аралық
арқалықтың осі



5.1-сурет – LM1 жүктелім моделі үшін авто жолды болаттемірбетонды көпірде өзіне тән көлік жүктелімінің таралуы

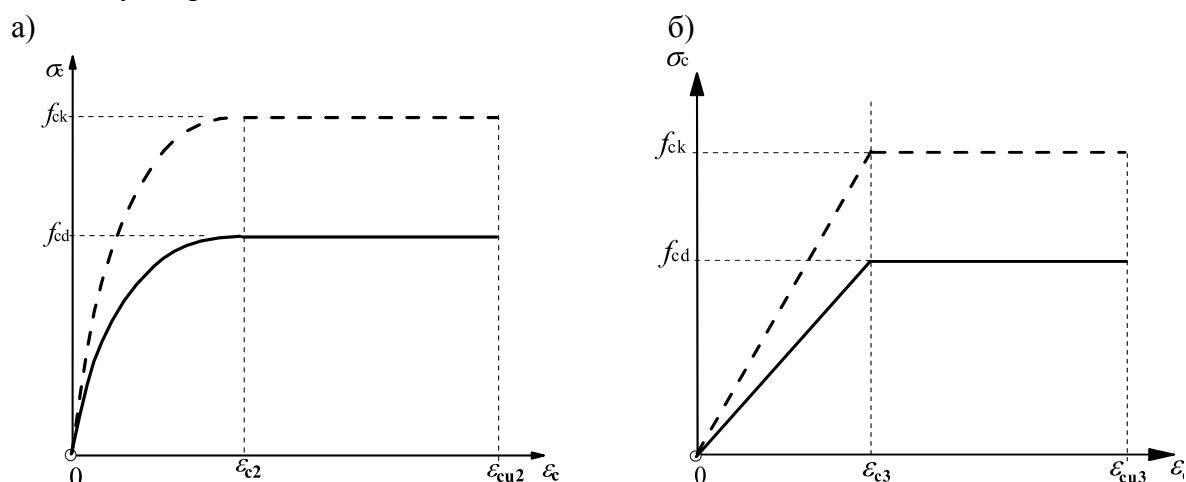
5.2 Материалдар

5.2.1 Бетон

5.2.1.1 Болаттемірбетонды көпір конструкцияларын тұрғызу үшін беріктілік класы C20/25 және LC20/22 төмен емес және C60/75 пен LC60/66 жоғары емес ауыр және жеңіл бетондарды қолдану қажет.

5.2.1.2 Қарапайым және жеңіл бетондардың сипаттамалық беріктілігінің мәндері f_{ck} және басқа да механикалық параметрлері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1.2-тармағына сәйкес 5.1a және 5.1б-кестелерінде ұсынылған. Беріктіліктің есептік мәндерін f_{cd} анықтау кезінде қауіпсіздіктің жеке коэффициентін γ_c ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 2.4.2.4-тармағына сәйкес тұрақты және ауыспалы есептік жағдай үшін 1,5 тең етіп, ал апаттық есептік жағдайы үшін 1,2 тең етіп қабылдау қажет.

5.2.1.3 Серпімділік модулінің мәндері E_{cm} ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес 5.1a және 5.1б-кестелерінде ұсынылған. Тәжірибелік есептерде 5.2-суретте көрсетілген кернеу мен қатысты деформация арасындағы жеңілдетілген графикалық тәуелділіктер қолданылуы мүмкін.



5.2-сурет - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.7(2)) сәйкес бетонның сығу кезінде қатысты деформация мен кернеу арасындағы параболикалық тік бұрышты (а) және бисызықты (б) (ε_{c3} және ε_{cu3} мәндері 5.1-кесте бойынша қабылданады)

5.2.1.4 Пуассон коэффициентін жарықшақтары жоқ бетон үшін 0,2 тең, ал жарықшақтары бар бетон үшін 0 тең, ал температуралық кеңейту коэффициентін $10 \times 10^{-6} \cdot K^{-1}$ қабылдау қажет.

5.2.1.5 Болаттемірбетонды конструкцияларының пайдалану жарамдылығы бойынша шекті күйлерін, сондай-ақ көтеру қабілеті бойынша кейбір шекті күйлерін, мысалы орнықтылығын тексеру кезінде бетонның шөгуі және сырғуынан әсерлерді есепке алу қажет. Сырғу коэффициентінің φ (∞ , t_0) шекті мәндері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 бойынша S, N, R цементтің әртүрлі кластары үшін 3.1-суретте ұсынылған.

5.2.1.6 Есептеулерде қарапайым бетонның бос шөгуінің толық деформациясының жуықталған мәндерін құрғақ орта шарттарында $\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$ ретінде, ал басқа шарттар

үшін $\varepsilon_{cs} = 200 \times 10^{-6}$ ретінде қабылдауға болады. Жеңіл бетонның еркін шөгуінің толық деформациясының жуықталған мәндерін құрғақ орта шарттарында $\varepsilon_{cs} = 500 \times 10^{-6}$ ретінде, ал басқа шарттар үшін $\varepsilon_{cs} = 300 \times 10^{-6}$ ретінде қабылдауға болады. Бетонның кебуі және қатуы кезінде оның шөгуінің нақты мәндерін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормасының 3.1.4(6) тармағына сәйкес анықтау қажет.

5.1а-кесте - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2) сәйкес қарапайым бетонның беріктілік және деформациялық сипаттамалары

Бетон беріктілігінің класы															Аналитикалық тәуелділігі түсіндірмелерімен
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, 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	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , 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	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq C50/60 f_{ctm} = 2,12 \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, 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	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 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	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , МПа	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_{c1} , %	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	$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , %	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , %	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)0,53$
ε_{cu2} , %	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	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	2,0	2,2	2,3	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , %	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	$f_{ck} \geq 50$ МПа үшін $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

5.16-кесте - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес жеңіл бетонның беріктілік және деформациялық сипаттамалары

Жеңіл бетонның төзімділік класы														Аналитикалық тәуелділігі түсіндірмелерімен
$f_{\text{іck}}$, МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{\text{іck,cube}}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
$f_{\text{іcm}}$, МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	$f_{\text{іck}} \geq 20$ МПа үшін $f_{\text{іcm}} = f_{\text{іck}} + 8$ МПа
$f_{\text{іctm}}$, МПа	$f_{\text{іctm}} = f_{\text{ctm}} \eta_1$;													$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$
$f_{\text{іctk},0,05}$, МПа	$f_{\text{іctk},0,05} = f_{\text{ctk},0,05} \eta_1$													5 % – квантиль
$f_{\text{іctk},0,95}$, МПа	$f_{\text{іctk},0,95} = f_{\text{ctk},0,95} \eta_1$													95 % – квантиль
$E_{\text{іcm}}$, МПа	$E_{\text{іcm}} = E_{\text{cm}} \eta_E$;													$\eta_E = (\rho / 2200)^2$
$\varepsilon_{\text{іc}1}$, %	$k f_{\text{іcm}} / (E_{\text{іc}i} \eta_E)$ ($k = 1,1$ табиғи құмнан жасалған ұсақ толтырғышты бетон үшін; $k = 1,0$ жеңіл ұсақ және тірі толтырғыштары бар бетондар үшін)													
$\varepsilon_{\text{іcu}1}$, %	$\varepsilon_{\text{іc}1}$													
$\varepsilon_{\text{іc}2}$, %	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	
$\varepsilon_{\text{іcu}2}$, %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	$ \varepsilon_{\text{іcu}2} \geq \varepsilon_{\text{іc}2} $
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
$\varepsilon_{\text{іc}3}$, %	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	
$\varepsilon_{\text{іcu}3}$, %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	$ \varepsilon_{\text{іcu}3} \geq \varepsilon_{\text{іc}3} $

5.2.2 Конструкциялық болат

5.2.2.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (3.1) сәйкес конструкциялық ыстықтай жаймаланған болаттың беріктілік сипаттамалары 5.2-кестеде берілген. Болаттың басқа маркаларының сипаттамалары ұлттық қосымшада берілуі мүмкін. $f_y = R_{eh}$ және $f_u = R_m$ тең болатын конструктивті болат үшін уақыт кедергісі мен ағымдылық шегінің номиналды мәндері жеткізушілер немесе зауыт-өндірушілердің деректері бойынша да қабылдануы мүмкін, бұл ұлттық қосымшада келісілуі тиіс.

5.2.2.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (3.2.6) сәйкес 5.2-кестеде ұсынылған конструкциялық болат үшін деформациялық сипаттамалардың келесі мәндерін есепке алу қажет:

- серпімділік модулі $E = 210000$ МПа;
- ығысу модулі $G = 81000$ МПа;
- Пуассон коэффициенті 0,3;
- сызықты термиялық кедергі коэффициенті $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ($T < 100^\circ\text{C}$ болғанда).

5.2-кесте - ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (3.1) сәйкес конструктивті ыстықтай жаймаланған болаттың уақытша созылу кедергісі f_u және ағымдылық шегінің f_y номиналды мәндері

Стандарт және болат маркасы	Элементтің номиналды қалыңдығы			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	f_y (МПа)	f_u (МПа)	f_y (МПа)	f_u (МПа)
ҚР СТ EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550
ҚР СТ EN 10025-3				
S275N/NL	275	390	255	370
S355N/NL	355	490	335	470
S420N/NL	420	520	390	520
S460N/NL	460	540	430	540
ҚР СТ EN 10025-4				
S275M/ML	275	370	255	360
S355M/ML	355	470	335	450
S420M/ML	420	520	390	500
S460M/ML	460	540	430	530
ҚР СТ EN 10025-5				
S235W	235	360	215	340
S355W	355	510	335	490
ҚР СТ EN 10025-6				
S460Q/QL/QL1	460	570	440	550

5.2.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-10:2005/2011 3.2.3-тармағына сәйкес болат конструкциялар

қызметінің есептік мерзімі аралығында пайдаланудың ең төменгі температурасында созылған және сығылған элементтердің морт сынуына жол бермейтін, жеткілікті соққылық тұтқырлыққа ие болуы қажет. Ең төменгі температураның мәні ұлттық қосымшада берілген.

5.2.2.4 ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 сәйкес болаттемірбетонды конструкцияларда температуралық құбылмалықтан деформацияларды, кернеу мен күшті анықтағанда, сызықтық термиялық кеңею коэффициенті $10 \times 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$ болып есептеледі. Көпірлердің температуралық ұзаруының өзгеруін есептеу үшін барлық конструкциялық материалдар үшін жылулық кеңею коэффициентін $12 \times 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$ тең деп қабылдау қажет.

5.2.3 Арматура

5.2.3.1 Арматуралық болат қасиеттерінің сипаттамаларын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.2-тармағына сәйкес немесе ұлттық қосымшалар бойынша қабылдау қажет. Арматураның минус 40°C -тан плюс 100°C дейінгі температуралардағы механикалық қасиеттері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1) сәйкес 5.3-кестеде ұсынылған.

5.3-кесте - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1) сәйкес арматураның қасиеттері

Арматура түрі		Өзектер мен бухталар өзектері			Сымнан жасалған торлар			талаптар немесе квантиль мәні, %						
Класс		A	B	C	A	B	C	–						
f_{yk} немесе $f_{0,2k}$ ағымдылығының өзіне тән шегі, МПа		400–600						5,0						
Минималды мәні $k = f_t / f_{yk}$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15 < 1,35$	10,0						
Максималды ауыртпалық кезінде деформацияға қатысты сипаттамалары ε_{uk} , %		≥ 2 ,	≥ 5 ,	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0						
Іілү қабілеті		Іілуге (майысуға) сынау			–									
Тілінуге беріктігі		–			0,3 Af_{yk} (A – сымның қима ауданы)			Минимум						
Номиналды массасынан максималды ауытқуы (жекелеген өзек немесе сым), %	Өзектің номиналды мөлшері, мм							5,0						
	≤ 8								$\pm 6,0$					
	> 8								$\pm 4,5$					

5.2.3.2 Көтеру қабілеті бойынша шекті күйлерін тексеру кезінде арматура үшін қауіпсіздік коэффициентін γ_s тұрақты және өтпелі есептік жағдайлар үшін $\gamma_s = 1,15$ және апаттық есептік жағдайлар үшін $\gamma_s = 1,0$ тең деп қабылдау қажет.

5.2.3.3 Арматура үшін серпімділік модулінің мәнін $E_s = 200$ ГПа тең деп қабылдау қажет. Болаттемірбетонды конструкциялар үшін E_s серпімділік модулінің есептік мәнін конструкциялық болатқа арналған мәніне тең деп қабылдауға болады, ол ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 3.2.6(1)-тармағына сәйкес $E_s = 210$ ГПа тең болады.

5.2.4 Біріктіру элементтері

5.2.4.1 Бетонның болат конструкциялармен бірлескен жұмысы, яғни олар арасында туындайтын ығыстыру күштерін қабылдау қабілеті біріктіру элементтермен қамтамасыз етілуі қажет. Соңғылары көлденең күштер, бетонның шөгуі мен сырғымалығымен, сондай-ақ біріктірілген конструкцияға әртекті температуралық әсермен тигізілген ығыстыру күшін қабылдауы қажет. Бұл ретте болат пен бетон арасындағы үйкелу күші есепке алынбайды.

5.2.4.2 Тәжірибеде сынақталған біріктіру элементтерін, мысалы ҚР СТ ISO 13918 сәйкес қондырылған бастиектері бар цилиндрлі анкерлерді қолданған жөн. Ығыстырушы біріктіру элементтерінің басқа түрлері осы құралдың А.8 айтылған.

5.2.4.3 Қосылыстардың есептік көтеру қабілеті ҚР ҚН EN 1993-1-8:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 мазмұндалған талаптарды қанағаттандыруы тиіс. Болаттемірбетонды көпірлерінде қолданылатын металл бекіту бұйымдары мен дәнекерлеу материалдары ҚР ҚН EN 1993-1-8:2005/2011 талаптарына сай келуі қажет.

5.3 Конструкциялардың статикалық талдауы

5.3.1 Есептік модельдер

5.3.1.1 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (5.1.1) сәйкес болаттемірбетонды конструкциялардың есептік модельдері олардың көлденең қималарының, элементтерінің, түйіндік қосылыстары мен тіректерінің жоспарланған әсерін көрсетуі қажет. Осы құралда көпшілік конструкциялық элементтер мен түйіндері болаттемірбетонды немесе болат болып табылатын конструкциялар қарастырылады. Егер конструкциялардың кернеулі-деформацияланған күйі негізінен бемірбетон немесе алдын ала кернеуленген темірбетонэлементтердің жұмысымен анықталса, онда оның статикалық есебі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормаларына сәйкес жүзеге асырылуы қажет.

5.3.1.2 Болаттемірбетонды көпірлерінде иілу моменттерін толық қабылдайтын және өткізетін қатты қосылыстарды және иілу моменттерін өткізбейтін және қабылдамайтын топса қосылыстарын қолдану қажет. Жұмысы статикалық есептер нәтижелеріне әсер ететін жұмсақ қосылыстарды қолдануға болмайды.

5.3.1.3 Конструкциялардың қатаңдық сипаттамаларын анықтау кезінде, жарықшақтардың, бетонның жылжымалығы мен қосылыстардың жұмысын есепке алу қажет. Негіздемелердің біртегіс емес шөгінділеріне сезімтал статикалық анықталмайтын

аралық құрылыстарда негіздеменің көпірлік тіректермен өзара әсерін есепке алу қажет, бұл ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 мазмұндалған

5.3.2 Есептеу әдістері

5.3.2.1 Конструкция қималарындағы ішкі күштерді (иілу моменттері, көлденең және бойлық күштер) түпкілікті элементтер әдісіне негізделген бағдарламалық жасақтаманы қолдана отырып пластикалық және серпімділік статикалық есептер арқылы анықтауға болады. Серпімділік есепті қималардың кез келген класы үшін қолдануға болады, ал пластикалықты арматураның алдын ала кернеуі қолданылмайтын шартта, тек 1 және 2 класты тиімді болаттемірбетонды қималары үшін ғана қолдануға болады. Бұл ретте керілген аймақтың бетонының тығыздығы әдетте есепке алынбайды.

5.3.2.2 Серпімділік есепті кернеу деңгейіне тәуелсіз деформациялар мен кернеулер арасындағы сызықты тәуелсіздікке негіздеу қажет. Серпімділік есеп бетондағы жарықшақтардың түзілуі сияқты сызықты емес әсерлерге тиісті түзетулермен пайдалану жарамдылығы бойынша және төзімділігі бойынша шекті күйлерді тексеру үшін қолданылады. Серпімділік есеп негізінде көлденең қиманың көтеру қабілеті пластикалық деформацияларды ескере отырып анықталғанда немесе жергілікті орнықтылықты жоғалтумен шектелгенде де, ішкі күштер анықталуы мүмкін.

5.3.2.3 Пластикалық топсаның түзілуін ескере отырып жүргізген есепті элемент қималары иілу моменттердің қайта бөлінуін қамтамасыз ету мақсатында бұрылысқа жеткілікті қабілетке ие жерлерде және элементтердің пластикалық топсалардың орнықтылығы кепілденген жерлерде қолдану қажет. Пластикалық топсаның түзілу жерлерінде көлденең қималар пластикалық топсаның бұрылыс жазықтығымен үйлесетін симметрияның қос немесе жалғыз жазықтығына ие болуы қажет.

5.3.3 Көлденең қималардың жіктелуі

5.3.3.1 [5.5.1] Қима класын ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 талаптарына сәйкес орнату қажет. Болаттемірбетонды қимасын оның сығылған болат элементтерінің ең жағымды класымен сәйкес жіктеу қажет. Темір бетон элементпен біріктірілген болат сығылған элемент тұрақтылықты жоғалтудан сенімді бекітілу шартында жағымдырақ класқа жатқызылуы мүмкін. Мысалы, темірбетон плитамен біріктірілген қалыңдығы t_f жоғарғы қысылған сөре арқалық бойындағы біріктіру элементтерінің арасындағы қашықтық тұтас плиталар жағдайында $22t_f\sqrt{235/f_y}$ аспайтын, ал көлденең қабырғалары плиталар жағдайында $15t_f\sqrt{235/f_y}$ аспайтын шартта, 1 немесе 2 класқа жатқызылуы мүмкін. Оның үстіне қысылған сөре шетінен жақын маңдағы біріктіру элементтеріне дейінгі қашықтық $9t_f\sqrt{235/f_y}$ аспауы қажет.

5.3.3.2 Көлденең қималарды жіктеу кезінде бетонның шөгуі мен сырғуының әсері мен тұрғызу кезектілігін ескере отырып, қатты кезеңде кернеудің бөлінуін қабылдау қажетті 3 және 4 кластар арасындағы шекарадағы қималарды қоспағанда, пластикалық кезеңдегі кернеудің бөлінуін қабылдау қажет. Болаттемірбетонды қималарындағы

созылған бетонды есептеудің қажеті жоқ. Кернеудің бөлінуін тиімді сөрелер мен болат қабырғалардан тұратын брутто көлденең қима үшін анықтау қажет.

5.3.4 Темірбетон плитасының тиімді енін анықтау

5.3.4.1 Болеттемірбетон иілетін элементтерді есептеу кезінде бетон плита қималарының болат арқалығының жұмысына қосылу деңгейін белгілеу қажет. Бетон плитасының тиімді енін аралық ұзындығының бойымен оның өзгеруін ескере отырып анықтау қажет. Ықшамдау мақсатында тиімді енді аралық ортасында $b_{eff,1}$ еніне тең және әрбір аралықтың оң иілу моменті аймағының бүкіл ұзындығы бойынша өзгеруін ескере отырып анықтау қажет. Дәл осындай қабылдауды аралық тіректің екі жағынан теріс иілу моментінің әсер ету аймағының ұзындығы бойынша $b_{eff,2}$ тиімді енге қатысты қабылдауға болады.

5.3.4.2 [5.4.1.2(5)] Аралық ортасындағы қималарда немесе тіректе b_{eff} тиімді енінің мәні формуладан анықталады (5.3-сурет):

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} , \quad (5.1)$$

мұндағы b_0 – шеткі біріктіру бөлшектерінің орталары арасындағы қашықтық;

b_{ei} – $L_e/8$ -ге тең болып, бірақ b_i геометриялық енінен аспайтын, қабырғаның әрбір жағынан бетон плитасының тиімді енінің мәні.

b_i мәнін шеткі біріктіру бөлшегінен аралас арқалық қабырғалары арасындағы қашықтықтың ортасында орналасқан нүктеге дейінгі қашықтыққа тең етіп қабылдауға болады. Шеткі арқалықтар үшін b_i мәні біріктіру бөлшегінен бетон плитасының аспасының шетіне дейінгі қашықтыққа тең болып қабылданады. L_e ұзындығын иілу моментінің нөлдік нүктелері арасындағы қашықтыққа тең деп қабылдау қажет. L_e ұзындығына әсер ететін, әртүрлі жүктемелерден майыстырушы эпюра моментімен кесілмейтін болаттемірбетонды арқалықтар үшін, сонымен қатар консольдер үшін L_e мәнін 5.3-суретке сәйкес қабылдау қажет.

5.3.4.3 [5.4.1.2(6)] Шеткі тіректегі плитаның тиімді енін мына формула бойынша анықтау қажет:

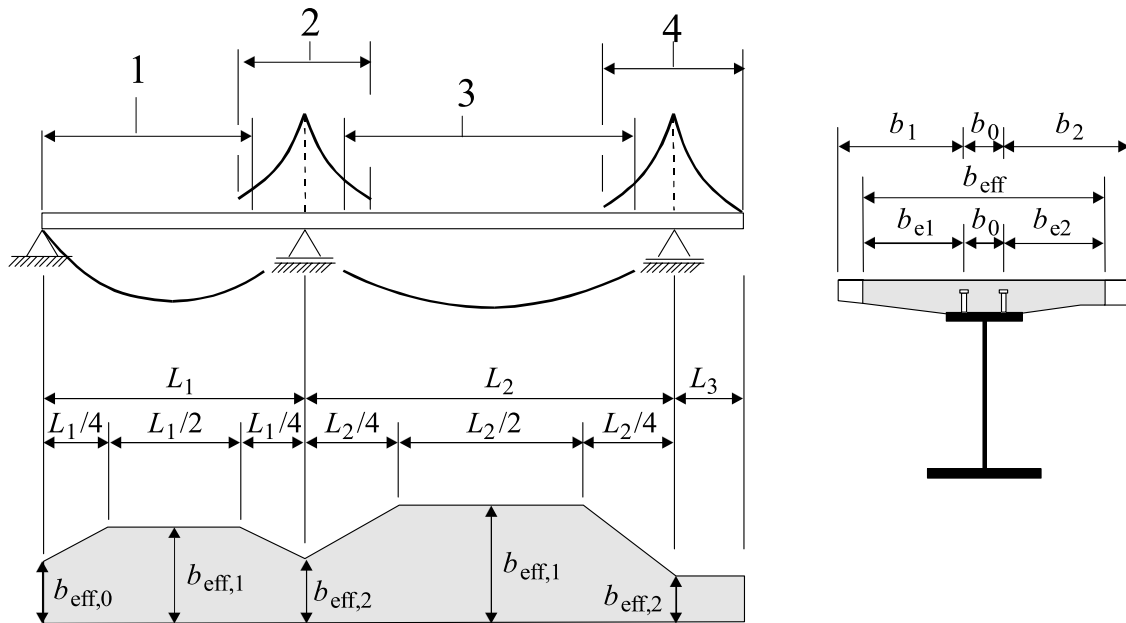
$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} , \quad (5.2)$$

ондағы

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_{ei}) \leq 1,0 , \quad (5.3)$$

мұндағы b_{ei} – шеткі аралықтың ортасындағы бетон плитасының тиімді ені;

L_e – 3-суретке сәйкес шеткі аралықтың тиімді ұзындығы.



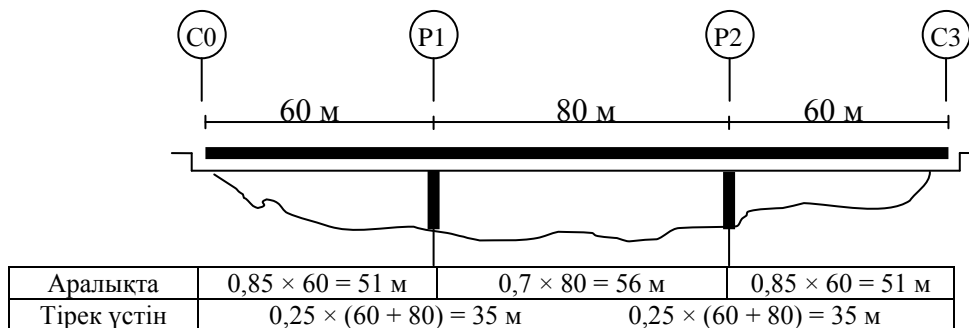
5.3-сурет - ҚР ҚН EN 1994-2:2003/2011 нормасының 5.4.2.2 тармағына сәйкес бетон плитасының тиімді енін анықтауға арналған эквивалентті аралықтар: $b_{eff,1}$ үшін $1 - L_e = 0,85L_1$, $b_{eff,2}$ үшін $2 - L_e = 0,25(L_1 + L_2)$, $b_{eff,1}$ үшін $3 - L_e = 0,70L_2$, $b_{eff,2}$ үшін $4 - L_e = 2L_3$

МЫСАЛ

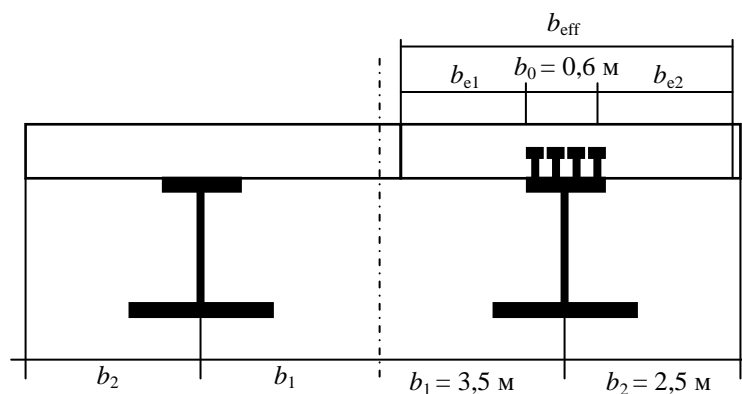
Берілгені: автожол көпірінің болаттемірбетонды кесілмейтін үш аралықты құрылысы (5.4-сурет).

Қажет: аралықтар мен тіректерде темірбетон плитаның қималарының ұсынылған енін анықтау.

5.3-суреттің нұсқауларына сәйкес плитаның L_e эквивалентті ұзындығын анықтаймыз. Аралықтардағы және тіректер үстіндегі есептелген эквивалентті ұзындықтардың мәндері 5.4-суретте ұсынылған. Плитаның ұсынылған қимасының енін Формулалар (5.1) – (5.3) бойынша есептейміз. Есептеулердің нәтижелері 5.5-суреттегі кестеде ұсынылған.



5.4-сурет – Көпір плитасының эквивалентті ұзындығын анықтау



Қималардың орналасуы	L_e (м)	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff} (м)
С0-Р1 және С3-Р2 аралығында	51	3,2	2,2	/	/	6,0
Р1-Р2 аралығында	56	3,2	2,2	/	/	6,0
Р1 және Р2 тіректері үстінде	35	3,2	2,2	/	/	6,0
С0 және С3 тіректері кезінде	51	3,2	2,2	0,948	$1,129 < 1,0$	$5,38 < 6,0$

5.5-сурет - плита қимасының ұсынылған енін анықтау

5.3.5 Геометриялық және физикалық факторлардың әсері

5.3.5.1 Болаттемірбетонды конструкциялар олардың геометриялық кемшіліктерін, бетондағы саңылаулардың түзілуіне әсерін, бетонның шөгуі мен сырғуының деформацияларын, температуралық деформацияларын, көтеру кезектілігі мен алдын ала кернелуін ескере отырып есептелуі қажет.

5.3.5.2 Геометриялық кемшіліктеріне тігінен ауытқуларды, тік сызықтылығы мен жазықтығының болмауын, мон таждық ауытқуларды және жүктелмеген конструкциялар түйініндегі міндетті эксцентриситеттерді жатқызу қажет. Аталған кемшіліктер ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 сәйкес ең жағымсыз бағытта және формада қарастырылатын жазықтықта элемент немесе конструкцияның серпімді орнықтылығының жоғалтуы кезінде ескерілуі қажет. Болаттемірбетонды сығылған элементтердің бірінші тәртібінің статикалық есебінде олардың геометриялық кемшіліктерін ескермеуге болады. Екінші тәртіпті статикалық есепті қолданған жағдайда сығылған элементтің кемшіліктерін келесі шарт орындалған жағдайда ҚР ҚН EN 1993-1-1:2006/2011 нормасының 5.3.2(6) Тармағына сәйкес ескермеуге болады:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}}, \quad (5.4)$$

мұндағы $\bar{\lambda}$ – шеттеріндегі топсалы тіректері бар элемент үшін анықталатын шартты иілімділік;

$N_{pl,Rk}$ – пластикалық кезеңдегі қиманың көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;
 N_{Ed} – осьті күшейтудің есептік мөлшері.

Сығылған элементтердің геометриялық кемшіліктерін олардың ұзындығы бойынша орнықтылығын тексеру кезінде әрқашан есепке алу қажет. Күшейтілмеген болаттемірбетонды арқалықтардың, сондай-ақ болат элементтердің геометриялық кемшіліктері олардың орнықтылығын тексеру формулаларында ескерілген.

5.3.5.3 [5.4.2.2] Болаттемірбетонды конструкцияларының статикалық есептерінде ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес, бетонның сырғуы мен шөгуін есепке алу қажет. Мысалы, сырғығыштық әсері болат пен бетонның серпімділік модульдерінің қатынастарын түзету арқылы есептеледі

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi), \quad (5.5)$$

мұндағы n_0 – қысқа мерзімді жүктелім кезінде болат пен бетон серпімділік модулінің ара қатынасы E_a/E_{cm} ;

E_{cm} – қысқа мерзімді жүктелім кезінде бетон серпімділік ағымдағы модулі (осы құралдың 5.1-кестесі);

φ – қарастырылатын уақыт сәтінде бетонның уақыт мөлшеріне t және оның жүктелуі кезінде бетонның уақыт мөлшеріне t_0 байланысты сырғымалық коэффициенті;

Ψ_L – жүктелім түріне байланысты және тұрақты жүктелімдер үшін 1,1 тең болып қабылданатын, бетон шөгуінің бірінші және екінші әсерлері үшін 0,55 және бетонның алдын ала кернелуі жағдайында 1,5 қабылданатын сырғығыштық коэффициентінің көбейткіші.

Тұрақты кернелмейтін және жүктелмейтін болаттемірбетонды конструкциялар үшін сырғығыштықты есепке алуды ықшамдаумен, болат қимасы ауданына A_s/n эквивалентті бетон қимасының ауданымен A_c алмастырылуы мүмкін. Мұнда бетон мен болат серпімділігінің модулі қатынасында n бетон серпімділігінің тиімді модулі $E_{c,eff} = 0,5 E_{cm}$ қолданылады.

5.3.5.4 Болаттемірбетонды арқалықтарының плиталарындағы жарықшақтардың түзілу әсерін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормаларының 6.5.3-тармағында берілген әдіспен есептеу қажет. Алдымен ұзақ мерзімді әсерлермен қоса, жүктелімнің өзіне тән үйлесімділігіне арналған иілу моменттердің майыстырушы эпюрасы жарықшағы жоқ қималардың иілімді қаттылығын $E_a I_1$ қолдана отырып анықталады. Бетонның шеткі фибраларындағы керуші кернеу керуге f_{ctm} немесе f_{lctm} бетон беріктілігінен екі есе асатын аймақтарында, иілу қаттылығы бетондағы $E_a I_2$ жарықшақтары бар қиманың қаттылығының мөлшеріне дейін азайтылуы мүмкін. Мұндағы I_2 – созылған бетонды есепке алмай, бірақ арматура есепке алынып есептелген болатқа әкелген тиімді қиманың инерция моменті. Қаттылықтың мұндай қайта таратылуын пайдалану жарамдылығы бойынша және көтеру қабілеті бойынша шекті күйлері бойынша есептеу кезінде қолдануға болады. Ішкі күштер мен моменттердің, сондай-ақ деформациялардың жаңа бөлінуі ары қарай қайта есептеу арқылы анықталады.

5.3.5.5 Конструкцияны кезеңмен тұрғызу әсерін есептеу үшін болат және толық немесе ішінара біріктірілген болаттемірбетонды конструкцияға жеке әсерді есепке алатын, тиісті талдау жүргізіледі.

Тұрғызу кезектілігінің әсерін иілімнің жазық формасының орнықтылығын жоғалтудың есебін жүргізу қажет етілмейтін және 1 немесе 2 класты көлденең қималары бар болаттемірбетонды элементтердің (төзімділік есебін қоспағанда) көтеру қабілеті бойынша шекті күйлерін есептеу кезінде елемеуге болады.

5.3.5.6 Температуралық әсерлер есебін ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 сәйкес жүргізу қажет. Олардың әсерін иілімнің жазық формасының орнықтылығын жоғалтудың есебін жүргізу қажет етілмейтін және 1 немесе 2 класты көлденең қималары бар болаттемірбетонды элементтердің (төзімділік есебін қоспағанда) көтеру қабілеті бойынша шекті күйлерін есептеу кезінде елемеуге болады.

6 КӨТЕРУ ҚАБІЛЕТІ БОЙЫНША ЕСЕПТЕР

6.1 Аралық құрылымның арқалығы

Аралық құрылыстардың конструктивті-технологиялық шешімдерінің сипаттамасы А.1 және А.2 тармақтарында ұсынылған. Болаттемірбетонды көпірлік арқалықтардың есебі келесі тексерулерге тіреледі:

- иілу кезінде шектік көлденең қималардың беріктілігі;
- иілімнің жазық формасының орнықтылығы;
- көлденең күш әсеріне қиманың беріктілігі;
- бетон плитаның бойлық ығысуына беріктілігі;
- қосу элементтерінің бойлық ығысуға беріктілігі;
- шаршаңқы беріктілігі;
- пайдалану жарамдылығы бойынша шекті күйлер.

Шектік көлденең қималар келесілерді қамтиды:

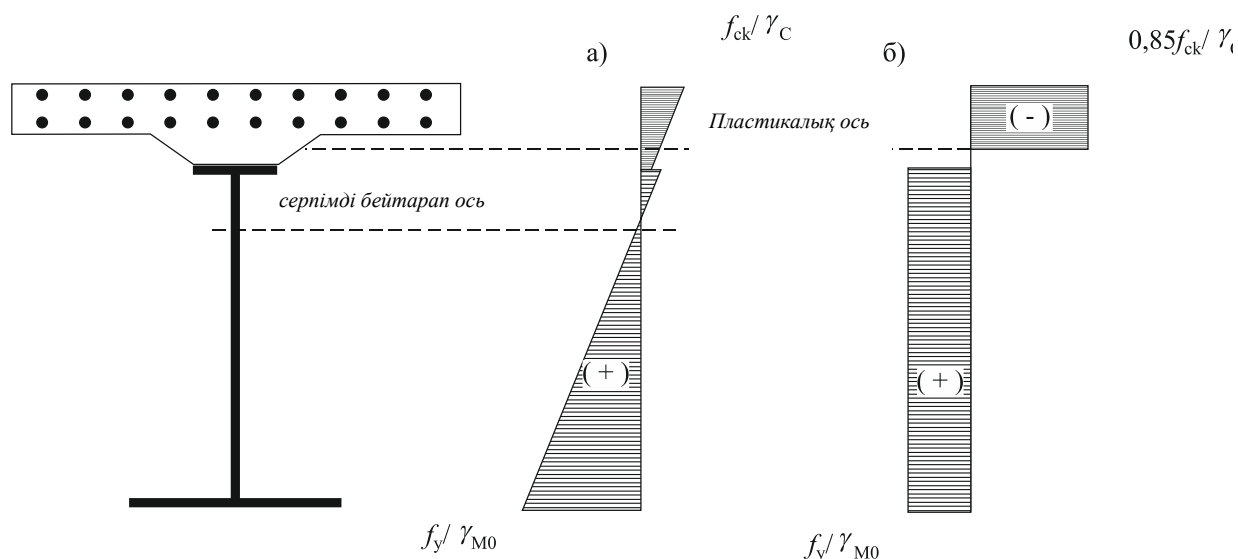
- максималды иілу моменті бар қималар;
- тірек қималары;
- шоғырландырылған ауытпалықтарға немесе реакцияларға түсірілген қималар;
- бетондағы жарықшақтың түзілуіне шартты өзгерістерді қоспағанда, көлденең қиманың кенеттен өзгеру орындары.

6.1.1 Иілу кезіндегі көтеру қабілеті

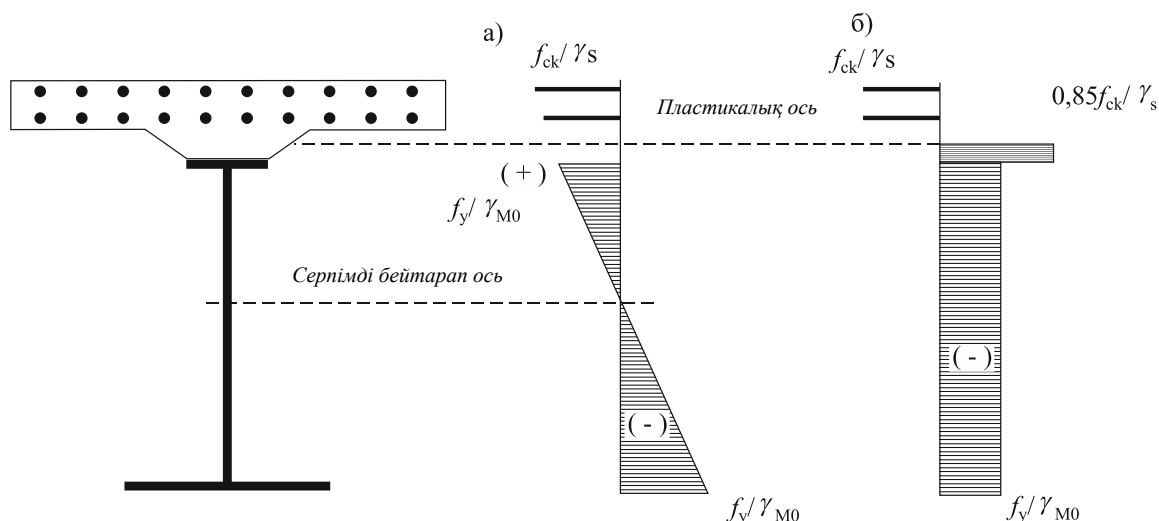
6.1.1.1 Кез келген класты көлденең қималар иілімі кезіндегі көтеру қабілетін материалдардың сызықты емес қасиеттерін есептеумен немесе серпімді кезеңде анықтауға болады.

Серпімді кезеңдегі иілімнің көтеру қабілеті (5.1) - (5.3) формуласынан анықталатын бетон плитасының тиімді енін қолдана отырып серпімділік теориясының әдістерімен анықталады. 4 кластың көлденең қималары үшін тиімді болат қиманы ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 сәйкес анықтау қажет. Бұл ретте біріктірілген қимадағы

кернеудің шекті мәндері сығылу немесе созылу кезінде арматура үшін f_{sd} және сығылу немесе созылу кезінде болат қима үшін f_{yd} , сығылған бетон үшін f_{cd} кедергіге тең болып қабылданады (6.1 және 6.2-суреттер). Жеке болат элементке қосылған әсерлерден кернеудің көтеру қабілетін анықтау кезінде бүкіл болаттемірбетонды конструкцияға салынған әсерлер кернеуімен жинақталады.



6.1-сурет – Оң иілу моментінің әсері кезінде болаттемірбетонды арқалығының қимасындағы серпімді (а) және пластикалық кезеңдегі (б) кернеулердің бөлінуі [22]



6.2-сурет – Теріс иілу моментінің әсері кезінде болаттемірбетонды арқалығының қимасындағы серпімді (а) және пластикалық кезеңдегі (б) кернеулердің бөлінуі [22]

6.1.1.2 [6.2.1.2] Пластикалық деформацияларды ескере отырып, иілім кезіндегі көтеру қабілетін егер бетон плитасының алдын ала кернелуін қолданбаса және тиімді болаттемірбетонды көлденең қимасы 1 немесе 2 класқа жататын жағдайда ғана анықтауға жол беріледі. Пластикалық кезеңде $M_{pl,Rd}$ иілім кезіндегі қиманың көтеру қабілеті келесі қабылдау негізінде анықталады (6.1б және 6.2б-суреттері):

– конструктивті болат, арматура және бетон конструкцияларының арасында толық өзара әрекеттестік қамтамасыз етіледі;

– болат элементтің тиімді көлденең қимасындағы кернеу созылу және сығылу кезінде f_{yd} ағымдылық шегінің есепті шекарасында болады;

– бойлық арматурадағы кернеу созылу және сығылу кезінде ағымдылық шегінің есепті шектерінде f_{sd} болады, бұл ретте бетон плитасындағы сығылған арматура есепке алынбауы мүмкін;

– сығылған бетон тиімді көлденең қимада бетонның шеткі фибралары мен пластикалық кезеңдегі бейтарап ось арасындағы қиманың биіктігі бойынша әрекет ететін мөлшері $0,85f_{cd}$ сығу кернеуін қабылдайды.

6.1.1.3 [6.2.1.4(6)] Сығылған темірбетон плитасы бар 1 және 2 класты болаттемірбетонды қималардың M_{Rd} иілімі кезінде көтеру қабілеті төмендегі формуладан N_c бетондағы сығу күшінің функциясы ретінде анықталады:

$N_c \leq N_{c,el}$ үшін

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad (6.1)$$

$N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$ үшін

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \cdot \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad (6.2)$$

ондағы

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}, \quad (6.3)$$

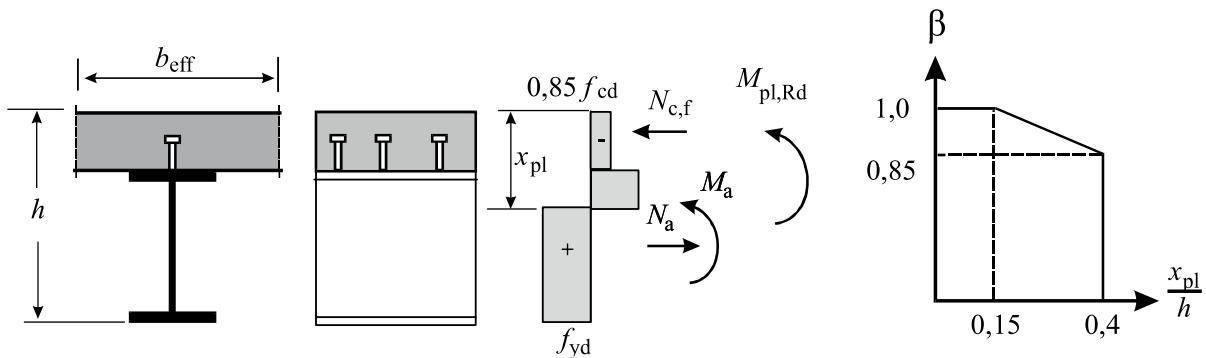
мұндағы $M_{a,Ed}$ – бетонмен біріктіру алдында болат қимаға қосылған есептік иілу моменті;

$M_{c,Ed}$ – біріктірген соң қимамен қабылданатын есептік иілу моментінің бір бөлігі;

k – бетондағы, арматурадағы және болататғы шекті кернеуге жететін, сәйкесінше f_{cd} , f_{yd} және f_{sd} кернеулерге тең болатын, ең төмен коэффициент;

$N_{c,el} - M_{el,Rd}$ моментіне сай келетін, бетон плитасындағы сығу күші.

6.1.1.4 Пластикалық кезең мен сығылған бетон плитасының шеткі фибраларының қимасының бейтарап осі арасындағы x_{pl} қашықтығы арқалықтың барлық h биіктігінің 15 % асатын, S420 немесе S460 маркалы болаты бар болаттемірбетонды көлденең қималарда (6.2) Формуладан анықталатын, M_{Rd} иілісі кезіндегі есептік көтеру қабілеті $\beta M_{pl,Rd}$ тең болып қабылданады. β коэффициентін 6.3-суреттегі кесте бойынша анықтау қажет. x_{pl} бейтарап осінің қалпын темірбетон плита мен болат арқалықта туындайтын ішкі күштердің статикалық тепе теңдігінің шарттарынан анықтау қажет. Бұл ретте бетонның созылу жұмысы есепке алынбайды және темірбетон плитасындағы ішкі иілу моментінің мөлшері назарға алынбайды. Сонымен қатар пластикалық кезеңдегі болат және бетон қимадағы қалыпты кернеулер олардың биіктігі бойынша біркелкі бөлінгені болжанады [22].



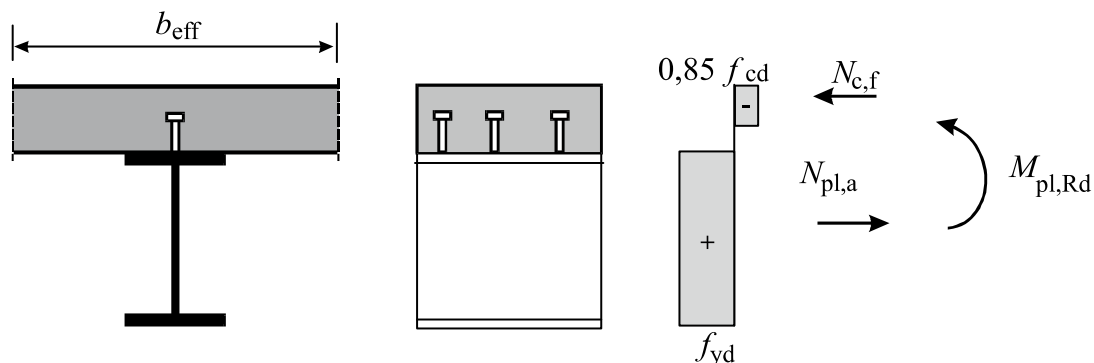
6.3-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2003/2011 нормасының 6.2.1.2(2) тармағына сәйкес $M_{pl,Rd}$ үшін β редуциялық коэффициентін анықтау

6.1.1.5 [6.2.2.4] Иілу кезіндегі қиманың көтеру қабілетін анықтағанда, егер оның мөлшері V_{Rd} ығысуы кезінде ($V_{pl,Rd}$ немесе $V_{b,Rd}$ ең кеміне тең) қиманың көтеру қабілетінің жартысынан асатын болса, V_{Ed} көлденең күш әсерін ескеру қажет. 1 және 2 класты қималар үшін көлденең ығысудың иілу кезіндегі көтеру қабілетіне әсерін 6.4-суретте көрсетілгендей. Ығысу жазығындағы f_{yd} болаттың есептік кедергісін азайту жолымен ескеруге болады. Азаю коэффициенті $(1 - \rho)$ мәндеріне тең болып қабылданады, бұл

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)/2, \quad (6.4)$$

мұндағы V_{Rd} – $V_{pl,a,Rd}$ немесе $V_{b,Rd}$ ретінде анықталатын, көлденең ығысу кезіндегі көтеру қабілеті.

3 және 4 класты қималар үшін иілу кезіндегі көтеру қабілетіне көлденең ығысудың әсері ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 нормасының нұсқауларына сәйкес анықталады.



6.5-сурет - ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасының 6.2.2.4(2) тармағына сәйкес тік жазықтағы ығысу әсерін ескере отырып, пластикалық кезеңдегі иілімнен кернеудің таралуы

6.1.2 Иілістің жазық пішінінің орнықтылығы

Арқалық аралықтарды тұрғызу кезеңінде (ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 нормасының 6.3.2-тармағына сәйкес) және бетон плитасымен біріктірген соң пайдалану кезеңінде ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасына (6.4) сәйкес жалпы орнықтылыққа тексеру қажет. Тәжірибеде тұрғызу кезеңінде тұрақтылықты жоғалтуға жол бермеу үшін

қос таврлы қималы металл арқалықтарды көбінесе тік байланыстыратын фермалармен бекітеді немесе бұралуға жоғары қатандыққа ие қорапты қималы Арқалықтар қолданылады (А.2-қараңыз). Пайдалану кезеңінде болат қысылған сөрелер ығысу қосылыстарының көмегімен темір бетон плитамен біріктірілген, бұл плитаның жеткілікті жоғары көлденең қатталығы кезінде жалпы орнықтылықтың жоғалуына жол бермейді. Мазмұндалғандарға байланысты, аралық құрылыстардың иілімнің жазық формасының тұрақтылығына есебінің алгоритмі осы бөлімде қарастырылмайды.

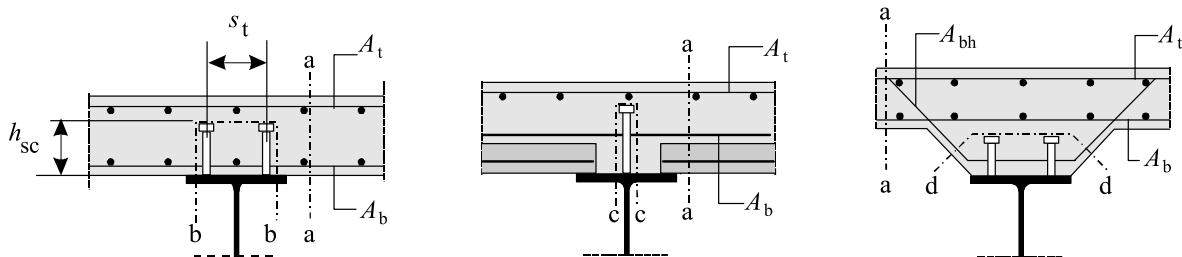
6.1.3 Тік жазықта ығыстыру кезіндегі көтеру қабілеті

Арқалық аралық болаттемірбетонды қимасының $V_{pl,Rd}$ тік жазықтығындағы ығысу кезіндегі көтеру қабілеті $V_{pl,a,Rd}$ болат қиманың көтеру қабілетіне тең болып қабылданады, оны ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 сәйкес тұтас қабырғасы бар илекті немесе дәнекерлеу қимасы бар арқалық үшін сияқты анықтау қажет. Болат арқалықтың қабырғасы ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 (5-тарау) сәйкес жергілікті тұрақтылыққа да есептелуі қажет.

6.1.4 Темірбетон плитасының бойлық ығысуға есебі

6.1.4.1 [6.6.6.1] Бойлық ығысу кезінде темірбетон плитасының көтеру қабілетін 6.5-суретте көрсетілген қималардан тексеру қажет, оның кестесінде бойлық ығысуды қабылдауға қатысатын көлденең арматура қималары ұсынылған. Көлденең қима жазықтығындағы ығысу бетінің ұзындығын келесі мәндерге тең етіп қабылдау қажет:

- а-а қималарына арналған плита қалыңдығына;
- b-b қимасы үшін анкерлік өзектің бастиегінің диаметрін ескере отырып $2h_{sc} + s_t$;
- c-c қимасы үшін анкерлік өзектің бастиегінің диаметрін ескере отырып $2h_{sc}$;
- d-d қимасы үшін h_{sc} биіктігі мен вут геометриясына сәйкес.



6.5-сурет – Бойлық ығысу кезінде бетон плитасындағы бұзылулардың ықтимал беттері [22]

Ығысу алаңының бойлық қимасы	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

6.5-сурет– Бойлық ығысу кезінде бетон плитасындағы бұзылулардың ықтимал беттері [22] (жалғасы)

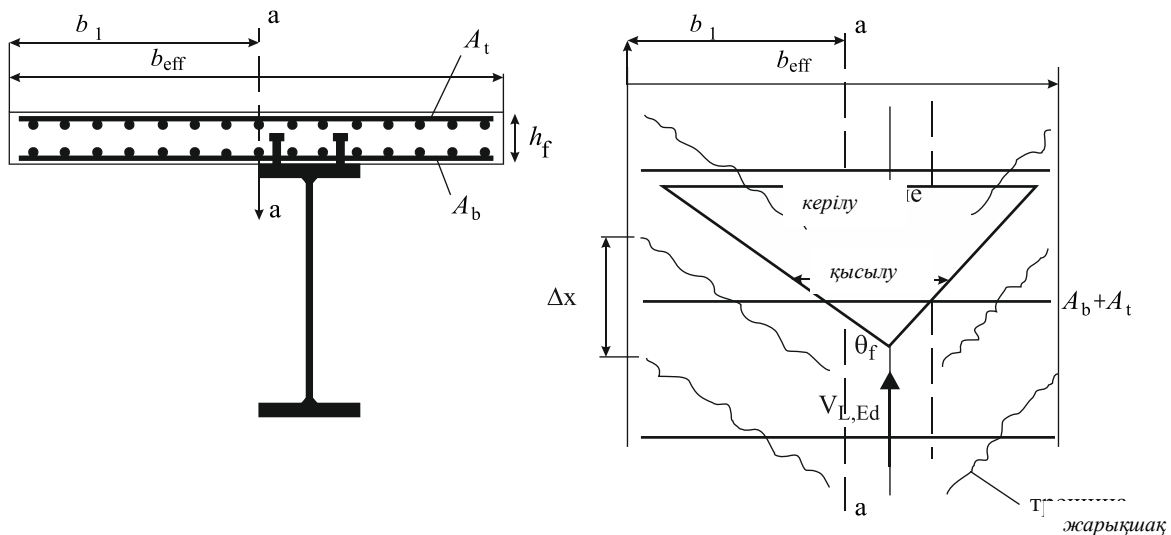
6.1.4.2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 ұсыныстарына сәйкес бойлық ығысу кезінде бетон плитасының беріктілігі созылған көлденең арматуралық қосылыстарымен біріктірілген, шартты қысылған қиғаш тіректер плитасынан бөлінген жүйе түріндегі модельдерін қолдана отырып, есептеледі (6.6-сурет). Плитаның есептік қималарында қолданылатын, v_{Ed} тілігінің бойлық жанама кернеуі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормасының 6.24-тармағына сәйкес ығысу бетінің ұзындығы мен ығысу жазықтықтарының санын ескере отырып қарастырылатын бөліктегі бойлық күшінің өсімінен анықталады:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}, \quad (6.5)$$

мұндағы h_f – 6.6-суреттегі а-а қимасы үшін плита қалыңдығы;

Δx – плитасының қарастырылатын есептік ұзындығы;

ΔF_d – Δx ұзындығы бойынша плитадағы бойлық күшінің өзгерісі.



6.6-сурет – Бойлық ығысу кезіндегі бетон плитасының есептік моделі [22]

Δx мәнін иілу моменті нөлге тең болатын қималар немесе нөлдік және максималды иілу моменттері бар қималар арасындағы қашықтық жартысынан артық болмайтындай етіп қабылдау қажет. Δx ұзындығы да болаттемірбетонды арқалықтарына шоғырландырылған жүктемідер арасындағы қашықтықтан аспауы тиіс.

6.1.4.3 Көлденең арматураның беріктілігімен шектелетін, плитаның есептік беріктілігі ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.6.4) сәйкес келесі формула бойынша анықталады:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f}, \quad (6.6)$$

мұндағы A_{sf} – Δx ұзындығы бойынша орналастырылған көлденең арматура қимасының ауданы;

f_{yd} – арматураның есептік беріктілігі;

θ_f – шартты бетонды қиғаш тіректерінің иілу бұрышы (6.6-сурет), оның мәндері плитаның қысылуы кезінде $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ тең және оның керілуі кезінде $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ тең болып қабылдануы мүмкін.

6.1.4.4 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормасының 6.2.4(4) тармағына сәйкес, v_{Ed} жанама кернеулердің мәні ығысудың қарастырылатын беті бойынша бойлық ығысуға бетон плитасының есепті беріктілігінен (арматураны ескермегенде) аспауы қажет:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f, \quad (6.7)$$

мұндағы f_{cd} – бетонның есептік төзімділігі;

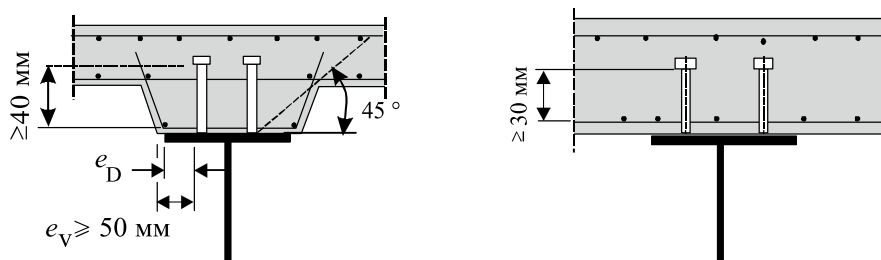
v – формаламен анықталатын коэффициент:

$$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250), \quad (6.8)$$

мұндағы f_{ck} – МПа мәніндегі бетонның қысылуға өзіндік кедергісі.

6.1.5 Ығыстыру қосылыстарының есебі

6.1.5.1 Болат арқалық сөресі мен темірбетон плита арасындағы қосылыс элементтерінің түрлері осы құралдың А.8-ұсынылған. Тәжірибеде бас өлшемдері А-қосымшасының А.45-суретінде ұсынылған, қондырылған бастары бар барынша тексерілген болат цилиндрлі өзектерді қолдану қажет. Арқалық аралығының бағытында өзектерді кемінде $5d$ және бетон плитасының қалыңдығынан 4 аспайтын және 80 см қадаммен, ал көлденең бағытта $2,5d$ кем болмайтын қадаммен орналастыру қажет. Плиталарды арматуралау және сөре жиектері қатысында өзектерді орналастыру ережелері 6.7-суретте ұсынылған.



6.7-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормаларының 6.6.5.4-т. сәйкес темірбетон плитасындағы анкерлік өзектерді орналастыру

6.1.5.2 [6.6.3.1] Біріктіру өзектерінің санын P_{Rd} жекелеген өзектің ығысуына есепті көтеру қабілетіне бөлінген, шекті күйдегі ығысудың есептік күшіне тең деп қабылдау қажет. Өзектің ығысуға есептік көтеру қабілетін келесі формулалар бойынша есептелген мәндердің ең төменімен қабылдау қажет:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}, \quad (6.9)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}, \quad (6.10)$$

мұнда $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ үшін $\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$

ал $h_{sc}/d > 4$ үшін $\alpha = 1$,

γ_v – мәні 1,25 тең болып немесе ұлттық қосымша бойынша қабылданатын жеке қауіпсіздік коэффициенті;

d – өзек диаметрі $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$;

$f_u < 500 \text{ МПа}$ – анкерлік өзектің созылуға уақытша кедергісі;

f_{ck} – тығыздығы 1750 кг/м^3 кем емес бетонның цилиндрлік сығу беріктіктің сипаттамалық мәні;

h_{sc} – қондырылған бастиегі бар анкерлік өзектің жалпы номиналды биіктігі.

6.1.5.3 Жүктемелерді орналастыру және кез келген үйлестіру үшін болат арқалық пен темірбетон плита арасындағы $V_{L,Ed}$ есепті ығыстыру күшін түпкілікті элементтер әдісімен статикалық есеп негізінде анықтауға болады. $M_{Ed,max}$ иілу моментінің әсерімен туындаған $V_{L,Ed}$ ығыстыру күшін ұзындығы L_{A-B} учаскедегі В және А көлденең қималардағы бетон плитасында қолданылатын N_{cd} және $N_{c,el}$ қалыпты қысу күштері арасындағы айырма түрінде анықтауға болады (ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасының 6.6.2.2-тармағын қараңыз). бетон плитасында F_{Ed} күш тудыратын алдын ала кернеуленетін арматураны қолданған жағдайда, болат арқалық пен темірбетон плитасының арасындағы ығыстыру күшін 6.6.2.3 ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасының 6.6.2.3-тармағына сәйкес анықтау қажет. Концентрацияланған бойлық ығыстыру күштерінің, мысалы, темірбетон плитасының шетіндегі қондырмамен туындаған әсер етуі кезінде немесе болаттан болаттемірбетон қимаға өтетін тұсында, $V_{L,Ed,max}$ ығыстыру күшін ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 (6.6.2.4) нұсқауларына сәйкес анықтау қажет.

6.1.6 Төзімділікке есептер

6.1.6.1 Ішкі күштерді анықтау

6.1.6.1.1 Төзімділікті тексеру кезіндегі көпірлік конструкциялардағы ішкі күштерді ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 ұсынылған әсер ету комбинациясы үшін статистикалық серпімділік есеп арқылы анықтау қажет.

6.1.6.1.2 ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 нормасының 4.6-тармағына сәйкес, автожол көпірлерінің шаршаңқы есептерінде шаршаңқы жүктелімдерінің келесі модельдерін пайдалану қажет:

- $0,7Q_{ik}$ осьті жүктелімді және $0,3q_{ik}$ біркелкі таратылған жүктелімді шаршаңқы жүктелімнің 1 моделі, мұнда Q_{ik} және q_{ik} мәндері ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 4.2-кестесі бойынша қабылданады;

- тиісті қозғалыс жолағының бойымен жылжитын жүк машиналарының қатарынан тұратын 2 модель (ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 4.6-кестесі);

- әрбір оське жүктелім 120 кН тең болатын жүктелімді жалғыз төрт осьті көлік құралдарының 3 моделі;

- бірлескен әсері көлік ағыны кезіндегі әсерге тең болатын, стандартты жүк машиналарының жинағынан тұратын 4-модель (ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 4.7 және 4.8-кестесі);

- көлік ағыны туралы тіркелген деректерді тікелей қолданушы 5-модель.

6.1.6.1.3 ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 6.2-тармағына сәйкес теміржол көпірлерінің шаршаңқылық септерінде шаршаңқы жүктелімінің келесі модельдерін қолдану қажет:

- қалыпты теміржол қатынасын айқындайтын 71 модель;

- қалыпты теміржол қатынасы кезінде бөлінбейтін аралық құрылыстарға арналған SW/O моделі;

- ерекше жүк артылған желілерді сипаттауға арналған SW/2 моделі;

- жоғары жылдамдықты жолаушылар қозғалысын сипаттайтын HSLM моделі.

Көрсетілген модельдердегі динамикалық әсерлерді ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 нормасының 6.4.5.2-т. нұсқауларына сәйкес анықталатын, Φ динамикалық коэффициенттің көмегімен ескеру қажет.

6.1.6.1.4 ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011(HE) 8.1 (4 және 5) тармағына сәйкес жол қозғалысы мен жел әсерін бір мезетте есепке алғанда $v_{b,0} = 23$ м/с базалық жылдамдық мәнін ескеру қажет, ал жел мен теміржол қозғалысын бір мезетте есепке алғанда $v_{b,0} = 25$ м/с базалық жылдамдық мәнін ескеру қажет.

6.1.6.1.5 ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 8.2(1)-тармағы, 1 ескертпеге сәйкес, аралығы 200 м кем болатын автожол және теміржол көпірлері үшін әдетте динамикалық есеп талап етілмейді.

6.1.6.1.6 Статикалық есеп негізінде болаттемірбетонды конструкциясындағы компоненттердің әрқайсындағы кернеу анықталады. Тәжірибелік есептерде шаршау біріктілігін тексеру кернеулердің бір деңгейімен N^* жүктеу циклдері түріндегі іс жүзіндегі пайдалану әсерін ұсынумен айқындалатын, кернеулердің эквивалентті деңгейі әдісін қолдана отырып жүзеге асырылады. Бұл ретте болаттемірбетонды конструкциялардағы

компоненттердің әрқайсындағы кернеулер диапазоны қималар параметрлері мен есептелген ішкі күштер негізінде алынған кернеу мөлшерлеріне негізделіп анықталады.

6.1.6.2 Болат элементтердің төзімділігін бағалау

6.1.6.2.1 Болат элементтердегі кернеуді бетон плитасындағы қалыпты кернеулер белгісін ескере отырып анықтау қажет. Егер $M_{Ed,min,f}$ және $M_{Ed,max,f}$ немесе тек $M_{Ed,min,f}$ иілу моменттері бетон плитасында қысылуды тудыратын болса, онда аталған иілу моменттерінің әсерінен болат элементтегі кернеуді бетондағы жарықшақсыз көлденең қималар сипаттамаларын қолдана отырып анықтау қажет. Егер $M_{Ed,max,f}$ и $M_{Ed,min,f}$ ию с әттері бетон плитасында созылу кернеуін тудыратын болса, онда аталған иілу моменттерінің әсерінен болат элементтегі кернеуді тиімді қиманың болатқа келтірілген I_2 инерция моментін ескере отырып анықтау қажет. Бұл ретте қима жұмысында керілген бетон есепке алынбайды, бірақ арматура есепке алынады.

6.1.6.2.2 [6.8.6.1] Болат элементтердің төзімділігі ҚР ҚН EN 1993-1-9:2005/2011 талаптарына сәйкес бағаланады. Көпірлік конструкциялар үшін конструктивті болат төзімділігі ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 (9-тарау) талаптарына сай келуі қажет.

Болат элементтер мен арматурадағы $\Delta\sigma_E$ диапазон кернеулері мына формуладан анықталады:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi |\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.11)$$

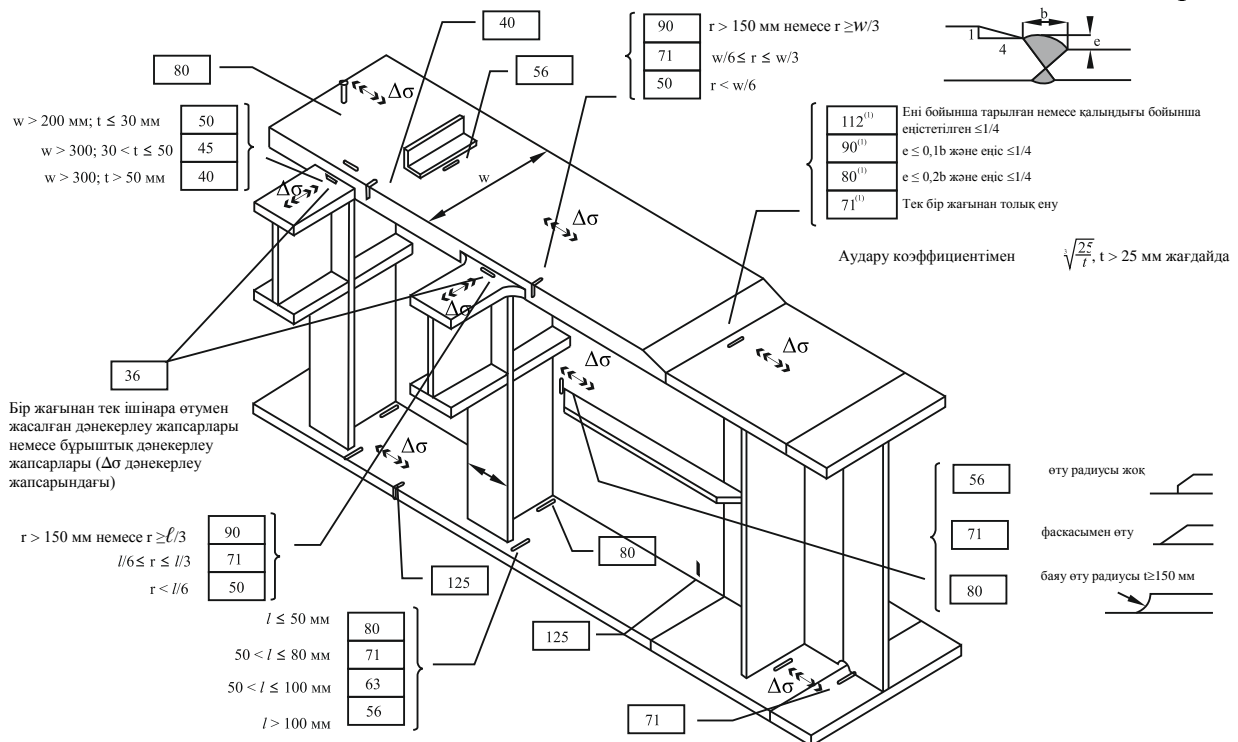
мұндағы $\sigma_{max,f}$ және $\sigma_{min,f}$ – тиісінше $M_{Ed,max,f}$ және $M_{Ed,min,f}$ моменттерімен туындаған максималды және минималды кернеулер;

λ – эквивалентті зақымдалу коэффициенті, оның автожол және теміржол көпірлеріне арналған мәндері ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 берілген;

ϕ – автожол көпірлері үшін 1,0-тең, ал теміржол көпірлері үшін ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 нормасының 6.4.5-т. сәйкес қабылданатын динамикалық жүктелімнің әсерінен эквивалентті зақымдалу коэффициенті.

6.1.6.2.3 Болат элементтер үшін дәнекерлеу қосылыстары мен болат элементтердің шаршаңқы төзімділігінің мәндері 6.8-суретте берілген.

Өлшемдері, мм



6.8-сурет – Болат көпір арқалығының фрагментінің болат элементтері мен дәнекерлеу қосылыстарының (аралығында берілген) шаршаңқы беріктілігінің мәндері [22]

6.1.6.2.4 Болат элементтерді шаршаңқылыққа тексеру кезінде γ_{Mf} жеке қауіпсіздік коэффициенттерін ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 (9.3) сәйкес қабылдау қажет.

6.1.6.3 Арматура төзімділігін бағалау

6.1.6.3.1 Арматурадағы кернеу максималды $M_{Ed,max,f}$ және минималды $M_{Ed,min,f}$ иілу моменттерінің әсерімен туындаған бетон плитасындағы кернеу белгісіне байланысты анықталады. Егер $M_{Ed,max,f}$ иілу моменттері бетон плитасында созылу кернеуін тудырса, онда $M_{Ed,max,f}$ әсерінен арматурадағы $\sigma_{s,max,f}$ кернеуіне созылған бетонның қатандық әсерін мына формула бойынша анықтау қажет:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + 0,4 f_{ctm} / (\rho_s A_I / A_a I_a), \quad (6.12)$$

мұндағы $\sigma_{s,0}$ – созылған бетонды есепке алмағанда арматурадағы кернеу;
 f_{ctm} – осы құралдың 5.1a және 5.2б - кестелерінде ұсынылған керілуге бетонның орташа төзімділігі;

$\rho_s = A_s / A_{ct}$ – арматуралау коэффициенті;

A_{ct} – созылған аймақ шегіндегі бетон плитасы қимасының ауданы;

A_s – площадь сечения продольной арматуры в пределах рабочей площади A_{ct} ;

A, I – созылған бетонды есепке алмағанда сәйкесінше тиімді болаттемірбетонды қимасының инерция моменті мен ауданы;

A_a, I_a – конструктивті болаттан жасалған қиманың тиісті сипаттамалары.

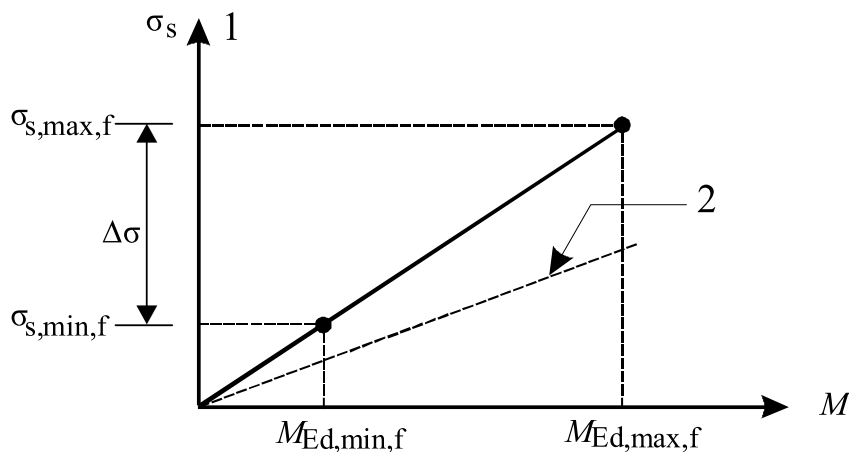
Бұл ретте (6.12) формуласына 0,4 коэффициентінің орнына 0,2 коэффициенті қолданылады.

6.1.6.3.2 [6.8.5.4] Егер бетон плитасындағы созылу кернеуі $M_{Ed,min,f}$ моментінің әсерімен туындаған болса, онда $M_{Ed,min,f}$ –дан арматурадағы $\sigma_{s,min,f}$ кернеуін мына формала арқылы анықтауға болады:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}}. \quad (6.13)$$

Егер $M_{Ed,min,f}$ және $M_{Ed,max,f}$ немесе тек $M_{Ed,min,f}$ иілу моменттері бетон плитасында қысылуды тудырса, онда осы иілу моменттерінің әсерінен арматурадағы кернеу бетондағы жарықшақсыз көлденең қималар сипаттамасын қолдана отырып анықталады.

6.1.6.3.3 Арматура үшін $\Delta\sigma_E$ кернеуінің эквивалентті амплитудасының мәндері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 ұсынылған. Оның мәні жүктелмелерді тиісті үйлестіру кезінде болаттағы $\Delta\sigma_{s,max}$ кернеулердің максимальды деңгейлері диапазонында қабылдануы мүмкін. Арматура үшін $\Delta\sigma$ кернеуінің диапазоны 6.9-суретте көрсетілген.



1 – созылған плита, 2 – жарықшақтардың толық ашатын плита қимасы

6.9-сурет - ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасының 6.8.5.4(2)-т. сәйкес

жарықшақтардың түзілу орындарындағы $\sigma_{s,max,f}$ және $\sigma_{s,min,f}$ кернеулерін анықтау

6.1.6.3.4 Кернеулетін және кернеуленбейтін арматураның төзімділігін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормасының 6.8.5-тармағына сәйкес анықтау қажет. Шаршаңқылық беріктілігінің формуласы келесі түрге ие:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (6.14)$$

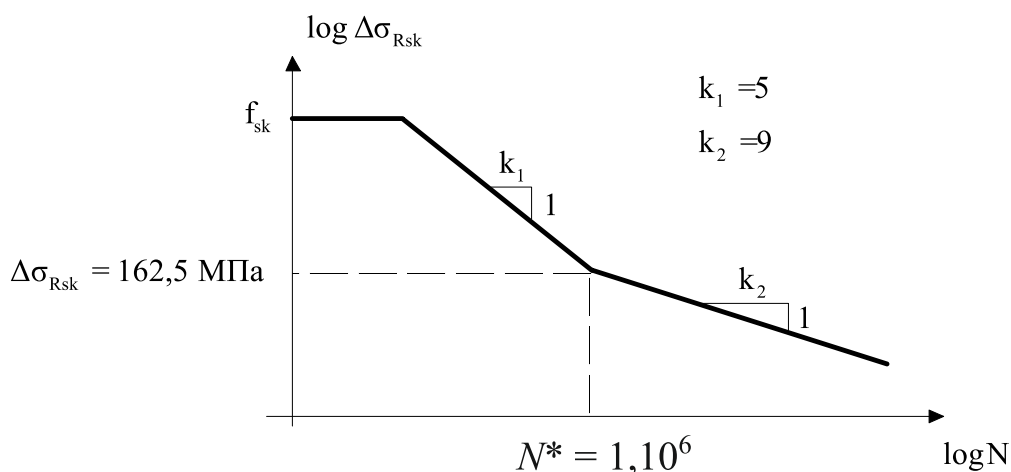
мұндағы $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ – N^* жүктеу циклдерінің санын ескере отырып, зақымдалу кезінде кернеудің эквивалентті деңгейі;

$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ – жүктемелердің тиісті комбинациясы кезінде арматурадағы кернеудің максимальды деңгейі;

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ – 6.10-суреттегі кесте бойынша анықталатын, N^* жүктеу циклдері кезіндегі кернеу деңгейі;

$\gamma_{F,fat}$ – ұлттық қосымша бойынша немесе тұрақты есептеу жағдайлары үшін 1,15 тең болатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормасының 2.4.2.4(1)-тармағына сәйкес қабылданатын кернеулетін және кернеуленбейтін арматураға арналған жекеше қауіпсіздік коэффициенті;

$\gamma_{S,fat}$ – ұлттық қосымша бойынша қабылданатын, циклдік жүктеме үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті.



6.10-сурет – Арматураның шаршаңқы беріктілігінің N^* жүктеме циклдерінің санына графикалық тәуелділігі [22]

6.1.6.4 Бетон төзімділігін бағалау

6.1.6.4.1 Бетондағы кернеуді керілу кезіндегі беріктікті елемей және оның жарықшақтануын ескере отырып анықтау қажет. Жарықшақтардың түзілу тұстарында арматурадағы кернеуге керілген бетонның қатандығының ұлғаю әсерін ескеру қажет. Сығылған бетонның төзімділігін ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 нормасының 6.8.7(2)-т. сәйкес тексеру қажет. Сығылу кезіндегі шаршаңқылықтың бетон кедергісі мына формуламен анықталады:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (6.15)$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ МПа үшін } \sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,9,$$

$$f_{ck} > 50 \text{ МПа үшін } \sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,8,$$

мұндағы $\sigma_{c,max}$ — «плюс» белгісімен қабылданатын, әсерлердің жиі комбинациясы кезіндегі бетондағы максимальды сығу кернеуі;

$\sigma_{c,min}$ — сол қима аймағындағы бетонның минимальды сығу кернеуі, онда $\sigma_{c,max}$ қолданылады. Егер $\sigma_{c,min}$ созылу кернеуі болса, онда $\sigma_{c,min}$ нөлге тең деп қабылдауға болады.

6.1.6.4.2 Бетон үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициентін тұрақты есептік жағдайлар үшін шаршаңқылыққа тексеру кезінде ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нормаларының 2.4.2.4(1)-т. сәйкес $\gamma_{C,fat} = \gamma_C = 1,5$ тең деп қабылдау қажет.

6.1.6.5 Ығыстыру қосылыстарының төзімділігін бағалау

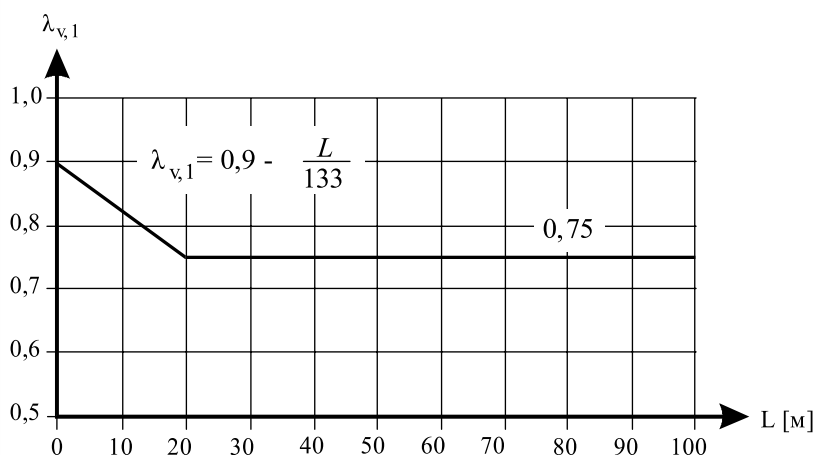
6.1.6.5.1 [6.8.6.2] Ығысу қосылысының ұзындығы бірлігіне бойлық ығыстыру күштерін бетондағы жарықшақтардың түзілуін ескере отырып анықтау қажет. Әсерлердің өзіндік үйлесімділігі тән қондырылған бастиектері бар анкерлік өзектер үшін бір біріктіру бөлшегіне максимальды ығыстыру күші ығысуға P_{Rd} анкерлік өзектердің есепті көтеру қабілетінің мөлшерінің 0,75 аспауы тиіс. Бұл ретте 2 млн. цикл үшін олардың өзгерісінің номинальды диапазонындағы жанама кернеулердің тұрақты эквивалентті диапазоны мына формуладан анықталады:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.16)$$

мұндағы $\Delta\tau$ — d номиналды диаметрлі анкерлік өзектің көлденең қимасының ауданына жатқызылған, шаршаңқылық жүктемесі кезіндегі жанама кернеулердің диапазоны;

$\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$ — тікелей шаршаңқы беріктілік мөлшеріне байланысты зақымдалудың эквивалентті коэффициенті.

Аралығы 100 м $\lambda_{v,1} = 1,55$, дейін автожол көпірлері үшін ал $\lambda_{v,2}$, $\lambda_{v,3}$ және $\lambda_{v,4}$ ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 бойынша анықталады. Теміржол көпірлері үшін $\lambda_{v,2}$, $\lambda_{v,3}$ және $\lambda_{v,4}$ ҚР ҚН EN 1992-2:2005/2011 бойынша қабылданады, ал $\lambda_{v,1}$ 6.11-суреттегі кесте бойынша қабылданады.



6.11-сурет – 71 жүктеу тәртібі үшін теміржол көпірлерінің L аралық ұзындығы мен $\lambda_{v,1}$ арасындағы тәуелділігі ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормасының 6.8.6.2(5)-т. сәйкес

6.1.6.5.2 [6.8.3(3)] Анкерлік өзектердің шаршаңқылық ығысу беріктілігін 6.12-суреттің графикалық тәуелділігі бойынша анықтау және қарапайым бетон үшін келесідей есептеу:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_C)^m N_C, \quad (6.17)$$

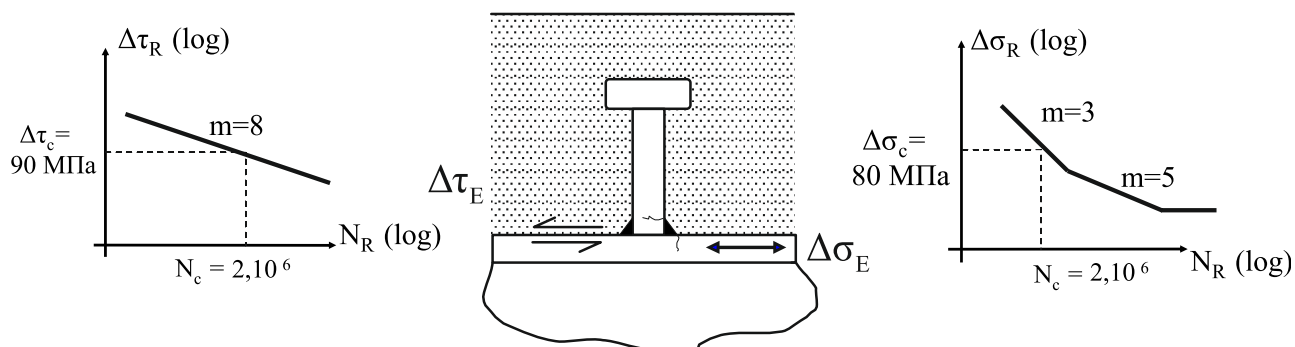
мұндағы $\Delta\tau_R$ – d диаметрлі өзектің көлденең қимасының ауданына жатқызылған, ығысу кезіндегі шаршаңқылық беріктігі;

$\Delta\tau_C = 90$ МПа – жүктеменің 2 млн. циклі кезіндегі шаршаңқы беріктілігінің ұсынылатын мәні;

$m = 8$ – тікелей шаршаңқы т беріктілігінің еңіс мөлшері;

N_R – жүктеу циклдерінің саны.

1,0-ге тең деп немесе ұлттық қосымша бойынша қабылданатын анкерлік өзектер үшін $\gamma_{Mf,s}$ жеке қауіпсіздік коэффициенті.



6.12-сурет – Жарықшағы жоқ бетон плитасындағы қондырылған бастиегі бар анкерлік өзектердің шаршаңқы төзімділігінің графикалық тәуелділігі [22]

6.1.6.5.3 [6.8.7.2(2)] Егер анкерлік өзектер керілген сөреге дәнкерленген болса, онда болат сөредегі $\Delta\sigma_E$ қалыпты кернеулер диапазоны мен анкерлік өзектің дәнкерлеу жапсарындағы $\Delta\tau_E$ жанама кернеулер диапазоны арасындағы келесі тәуелділіктердің орындалуын тексеру қажет:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3, \quad (6.18)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

мұндағы $\Delta\sigma_{E,2}$ – (6.17) Формуласы бойынша анықталатын сөредегі кернеулер диапазоны;

$\Delta\sigma_C$ – ҚР ҚН EN 1993-1-9:2005/2011 нормасымен ұсынылатын 80 санаты үшін шаршаңқы беріктілігінің мәні (6.12-сурет);

$\Delta\tau_{E,2}$ және $\Delta\tau_C$ – сәйкесінше (6.16) Формула және 6.12-суреттегі кесте бойынша анықталатын, жанама кернеулердің өзгерісінің эквивалентті диапазондары.

МЫСАЛ

Берілгені: 4 санатты жолда орналасқан екі жолақты қозғалысы бар автожолдық болаттемірбетонды көпірінің аралық құрылысын жобалау. Аралық құрылыстың еркін ұзындығы $L = 19,6$ м, жалпы ені $13,1$ м, соның ішінде өту жолының ені $7,0$ м құрайды. Көпірдің қозғалыс жолынан барьерлік қоршаумен бөлінген, ені 2 м екі тротуары бар. Аралық құрылыс өзара көлденең қатты байланыстармен біріктірілген және $2,7$ м қадаммен көпір ені бойынша орналасқан, төрт қоставрлы арқалықтан тұрады. Көлденең байланыстар қима биіктігі 30 см металл швеллерден орындалған және тіректерден $6,55$ м қашықтықта және арқалықтардың тірек қималарында тік қабырғаларға болттармен бекітілген (6.13 және 6.14-суреттер). Арқалықтар астындағы тіректер арматураланған элстомерден жасалған төсемелер түрінде топсалы-жылжымалы етіп орындалған.

Аралық құрылыс құрамына анкерлік цилиндрлі өзектер (6.15-сурет) көмегімен қоставрмен біріктірілген, құйылған темір бетон плитасы кіреді. Плитада қалыңдығы 5 мм (18 кН/м³) гидроокшаулау қабаты мен қалыңдығы 10 см (23 кН/м³) екі қабатты асфальтбетонды жабын жабылған.

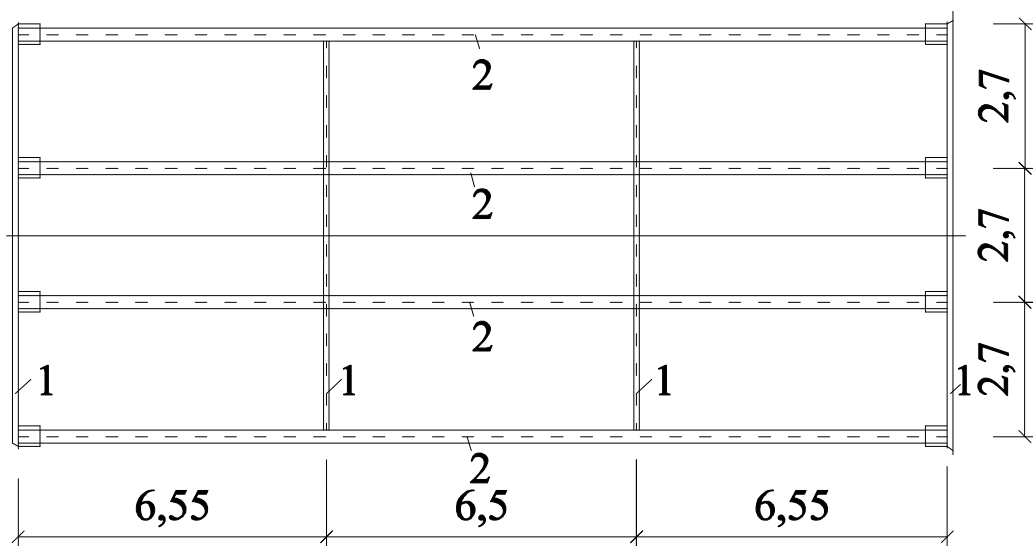
Қажет: аралық болаттемірбетонды арқалықтарын жобалау

Қима параметрлерінің тағайындалуы

Металл арқалықтардың қимасының биіктігін алдын ала $L/20 = 98$ см тең деп қабылдаймыз. Арқалықтарды НЕВ1000 қоставрлар түрінде келесі геометриялық сипаттамаларымен жобалаймыз (6.16-сурет):

$h = 1000$ мм, $t_w = 19$ мм, $b_f = 300$ мм, $t_f = 36$ мм, $r = 30$ мм, $h_w = 868$ мм, $A = 400$ см², $I_y = 644700$ см⁴, $I_z = 16280$ см⁴, $W_{el,y} = 12895$ см³, $W_{pl,y} = 14855,1$ см³

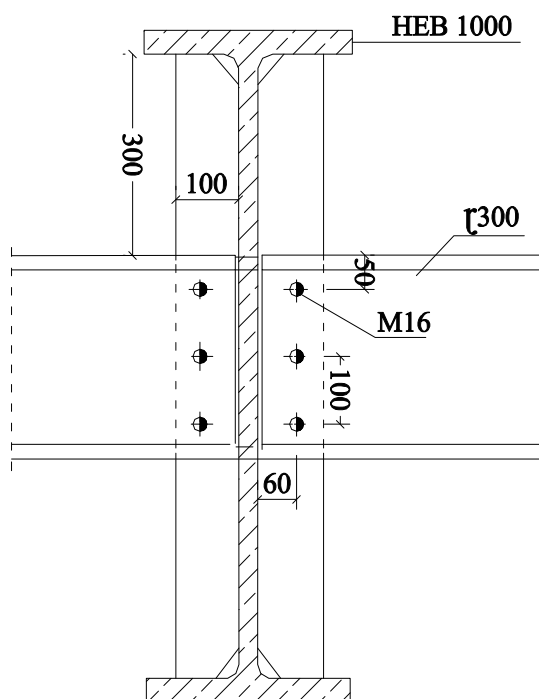
Өлшемдері, м



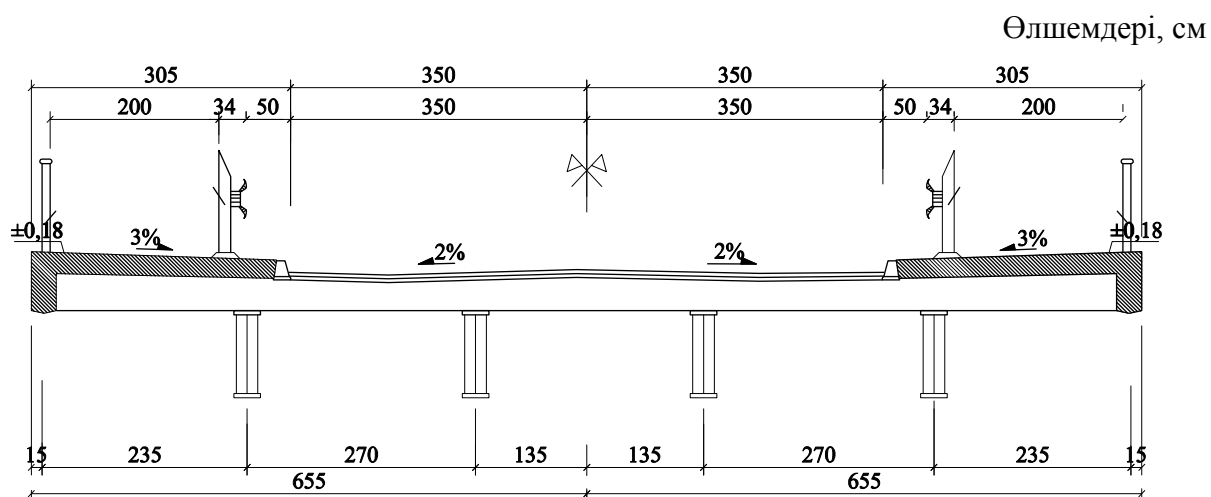
1 – металл швеллерден жасалған көлденең байланыстар, 2 – аралық қоставрлы металл арқалықтар.

6.13-сурет – Бас арқалықтар мен көпірдің көлденең байланыстарының орналасу жоспарлары

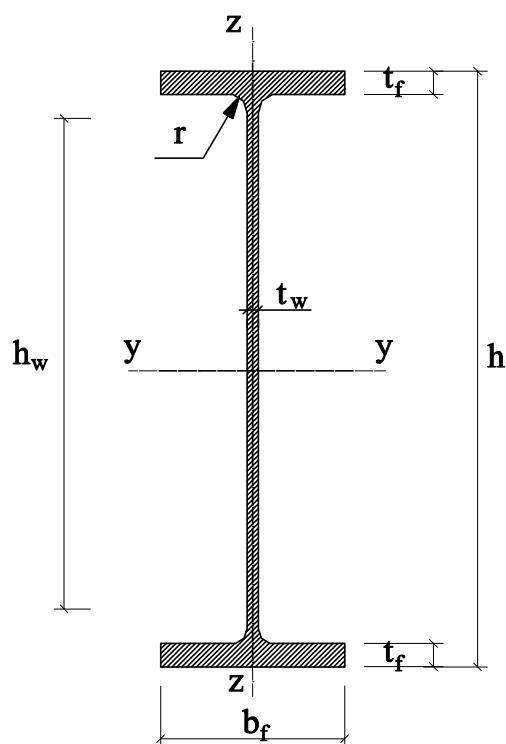
Өлшемдері, мм



6.14-сурет – Аралықтың орта бөлігінде көлденең байланыстардың металл арқалықтарға бекітілуі



6.15-сурет – Көпірдің жобаланатын аралық құрылысының көлденең қимасы



6.16-сурет – НЕВ1000 металл қоставрының көлденең қимасының геометриясы

Арқалықтар S355 болаттан жобаланады, ол үшін 5.2-кестеге сәйкес $f_y = 355$ МПа, $E = 210000$ МПа.
Темірбетон плита

Темірбетон плита құйылмалы тұрақты қалыңдығы 22 см, С30/37 бетонын қолдана отырып, 5.1а-кестесіне сәйкес келесі сипаттамалармен жобаланады: $f_{ck} = 30$ МПа, $E_{cm} = 33000$ МПа. Плитаны арматуралау RB500W арматурасынан жүзеге асырылады.

Болат арқалықтардың қимасының класын анықтау

Бастапқы параметрлер

Арқалықтардың қима класын ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (5-тарау) сәйкес анықтаймыз.

Сөре қалыңдығы:

$$t_{\max} = t_f = 36 \text{ мм} < 40 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 355 \text{ МПа};$$

Иілімділік коэффициентінің мәні

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81;$$

Иілу кезіндегі қима класы

Қабырғаның қимасының класы:

Қабырғаның иілімділігі

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{1000 - 2(36 + 30)}{19} = 45,68;$$

Иілімділіктің шекті мәні

$$72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32,$$

$$\frac{c}{t} = 45,68 < 58,32;$$

Қабырға 1 класқа жатады.

Қысылған белдіктің қимасының класы:

Белдік сөресінің иілімділігі

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} = \frac{0,5(300 - 19 - 2 \times 30)}{36} = 3,12;$$

Иілімділіктің шекті мәні

$$9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29,$$

$$\frac{c}{t} = 3,12 < 7,29;$$

Белдік 1 класқа жатады.

Ығысу кезіндегі қабырға қимасының класы

Қабырғаның иілімділігі

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{1000 - 2(36 + 30)}{19} = 45,68;$$

Иілімділіктің шекті мәні

$$42\varepsilon = 42 \times 0,81 = 34,02,$$

$$\frac{c}{t} = 45,6 < 34,02;$$

Қабырға 4 класқа жатады

Аралық құрылысты көтеру кезеңіндегі болат арқалықтарды тексеру

Жүктемелерді жинау

Аралық құрылысын тұрғызу кезеңіндегі арқалыққа әсер ететін жүктемелер 6.1-кестеде ұсынылған, мұндағы γ_f қауіпсіздік коэффициенттері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес қабылданған.

6.1-кесте – Аралық құрылысын тұрғызу кезеңіндегі арқалыққа жүктелімдер

Жүктелім түрі	g_k [кН/м]	γ_f	g_d [кН/м]
Бетон қоспасы	20,02	1,35	21,37
Қалып	1,75	1,35	2,36
Болат қоставр	3,39	1,20	4,07
	$\Sigma g'_{lk} = 25,2$		$\Sigma g'_{ld} = 27,8$
Монтаждық жүктелім	1,75	1,35	4,07
	$\Sigma g'_k = 26,9$		$\Sigma g'_d = 31,9$

Көтеру қабілеті бойынша арқалықтың шекті күйін тексеру (ULS)

Иілім

Төзімділік шарттарын ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (6.2.5) сәйкес тексереміз:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

Иілім кезіндегі қиманың көтеру қабілеті:

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{14855,1 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 5273 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$g'_d = 31,9$ кН/м жүктелім әсерінен аралық ортасындағы иілу моментінің мәні:

$$M_{Ed} = \frac{g'_d \cdot L^2}{8} = \frac{31,9 \times 19,6^2}{8} = 1532 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Мына шарт орындалатындақтан

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1532}{5273} = 0,29 < 1,0,$$

иілім кезіндегі төзімділік қамтамасыз етіледі.

Ығысу

Төзімділік шартын ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 (6.2.6) сәйкес тексереміз:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

Ығысу кезіндегі қиманың көтеру қабілеті:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{s}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{212,44 \times 10^{-4} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}}}{1,0} = 4354 \text{ кН},$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w,$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 400 - 2 \times 30 \times 3,6 + (1,9 + 2 \times 3) \times 3,6 = 212,44 \text{ см}^2,$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \times 86,8 \times 1,9 = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$A_v = 212,44 \text{ см}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 164,92 \text{ см}^2.$$

Тірек қимасындағы максималды көлденең күш:

$$V_{Ed} = \frac{g'_d \cdot L}{2} = \frac{31,9 \times 19,6}{2} = 312 \text{ кН};$$

Мына шарт орындалатындықтан

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 312 / 4354 = 0,072 < 1,0,$$

Ығысу кезіндегі тұрақтылық қамтамасыз етіледі.

Қоставр қабырғасының ығысу кезіндегі жергілікті тұрақтылығы

ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 нормасының 5.2-кестесіне сәйкес:

$$\frac{c}{t} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{868}{19} = 45,68 < 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \frac{0,81}{1,0} = 58,3;$$

Қабырғаның жергілікті тұрақтылығын тексеру қажет етілмейді.

Сөре аспаларының жергілікті тұрақтылығы

ҚР ҚН EN 1993-1-5:2006/2011 сәйкес:

$$A_w = (h - 2t_f) \cdot t_w = (1000 - 2 \times 36) \times 19 = 17632 \text{ мм}^2,$$

$$A_{fc} = b_f \cdot t_f = 300 \times 36 = 10800 \text{ мм}^2,$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} \leq k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}},$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} = \frac{0,5(300 - 19 - 2 \times 30)}{36} = 3,07,$$

$$k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21000}{355} \sqrt{\frac{17632}{10800}} = 22,68,$$

$$\frac{c}{t} = 3,07 < k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 22,68;$$

Сөре аспаларының тұрақтылығын тексеру қажет етілмейді.

Тұрақтылық бойынша көтеру қабілеті

Темірбетон плитасын бетондау кезінде арқалықтардың тұрақтылығы 6.13 және 6.14-суреттерге сәйкес қатандықтың көлденең байланыстарымен қамтамасыз етіледі.

*Болаттемірбетонды арқалықтарды пайдалану кезеңінде тексеру**Статикалық есептер**Тұрақты жүктемелер*

Көпірді пайдалану кезінде арқалыққа түсірілетін жүктемелер 6.2-кестеде ұсынылған, мұндағы γ қауіпсіздік коэффициенттері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес қабылданған.

6.2-кесте – Пайдалану кезеңінде арқалыққа тұрақты жүктемелер

Жүктелім түрі	g_k [кН/м]	γ_f	g_d [кН/м]
Жүру жабыны мен гидрооқшаулау	5,07	1,2	6,08
Тротуарлар мен барьерлік қоршаулар	9,64	1,2	11,57
Темірбетон плитасы	19,25	1,35	25,99
Көлденең байланыстары бар болат арқалық	3,39	1,2	4,07
	$\Sigma g_k = 37,35$		$\Sigma g_d = 47,73$

Уақытша жүктелімдер

Аралық құрылысқа әсер ететін уақытша жүктелімдер ретінде көлік жүктелімі мен жүргінші халық жүктелімі қабылданған. Көлік құралдарының апаттық тежелуінің көлденең құрамы, сондай-ақ тік әсерлерге аралық құрылыстың есептеріндегі жел жүктелімі есепке алынбайды, себебі оларды қабылдау $L/B = 19,6/13,1 = 1,5$ ара қатынасымен темірбетон плитаның дискісі мен көлденең байланыстарымен жүзеге асырылады.

ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 сәйкес жолақ ені 3,0 м және қалған бөлігінің ені $7 - 3,0 \times 2 = 1,0$ м екі жолақты қозғалыс жолы үшін LM1 жүктеу моделі қабылданған. Жүктемелердің келесі өлшемдері қабылданған:

- қозғалыстың бірінші жолағы үшін $q_k = 9$ кН/м² және екінші жолақ үшін $q_k = 2,5$ кН/м² ауданы бойынша біркелкі таралған жүктелім;

- қозғалыстың бірінші жолағы үшін осьтік жүктелім $Q_k = 300$ кН, және екінші жолақ үшін $Q_k = 200$ кН тендемді жүктелім (екі осьті арбабадан).

Барлық жүктелімдер мен қозғалыс жолақтары үшін түзету коэффициентінің бірдей мәні қабылданған $\alpha_q = \alpha_Q = 0,8$.

Жаяу жүргіншілер (халық) жүктелімі:

$$q_{tk} = 2,0 + \frac{120}{20 + 30} = 4,4 \text{ кН/м}^2 < 5,0 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{td} = 4,4 \times 1,35 = 5,94 \text{ кН/м}^2 > 2,5 \text{ кН/м}^2.$$

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2.4(В)-кесте) сәйкес ауыспалы әсер ету (көлік жүктелімі) жағдайында көтеру қабілетінің шекті күйлері үшін жекеше коэффициент мәндерін $\gamma_Q = 1,35$ тең деп қабылданады.

Ішкі күштерді анықтау

Тұрақты және ауыспалы жүктелімдер әсерінен арқалықта туындайтын күштердің есептік мәнін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2.4(В)-кесте) талаптарына сәйкес үйлесімділік комбинациясында анықтаймыз.

Бір аралықты арқалық үшін есептелген, $g_d = 47,7$ кН/м тұрақты біркелкі таралған жүктелімнен көлденең күштер мен есептік иілу моменттері келесіні құрайды:

$$M_{gd} = 2291 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad V_{gd} = 468 \text{ кН}.$$

Уақыт жүктелімінен күштер көлденең күштерге арналған тіректі қималардағы және иілу моменттеріне арналған әрбір арқалықтан аралық ортасындағы әсер ету сызықтары бойынша анықталған. Есептер түпкілікті элементтер әдісімен орындалған, оған сәйкес темірбетон плитасы пластиналы түпкілікті элементтермен, ал болат арқалықтар - өзекті элементтермен модельденді. Орындалған есептерден байқағанымыз, ең қатты жүктелген бірінші шеткі арқалық болып шықты. Иілу моменттері мен көлденең күштердің алынған максималды мәндері келесіні құрады:

$$M_{qd} = 8244 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad V_{qd} = 1682 \text{ кН}.$$

Есептік күштердің жиынтықты мәні

$$M_{Ed} = M_{gd} + M_{qd} = 2291 + 8244 = 10535 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ V_{Ed} = V_{gd} + V_{qd} = 468 + 1682 = 2150 \text{ кН}.$$

Көтеру қабілеті бойынша тексерулер

Біріктірілген қиманың геометриялық сипаттамаларын анықтау

Қималармен біріктірілген қоставрдың төм енгі сөресіндегі кернеу жоғарғы сөредегі кернеуден асатын болады. Осыған байланысты қимасы 14×200 мм болат жолақты пісіру арқылы төменгі сөренің қимасының ауданын ұлғайтамыз (6.17-сурет).

Біріктірілген болаттемірбетонды қиманың геометриялық сипаттамаларын анықтаймыз.

Болат пен бетонның шыдамдылық мөдулдерінің ара қатынасы:

$$n = \frac{E}{E_c} = \frac{210}{32} = 6,6 \approx 7,0.$$

Қоставр қимасының ауданы:

$$A_a = 400 \text{ см}^2$$

Төменгі сөреге пісірілген болат жолақ қимасының ауданы:

$$A_b = 1,4 \times 20 = 28 \text{ см}^2.$$

Темірбетон плитасы қимасының ауданы:

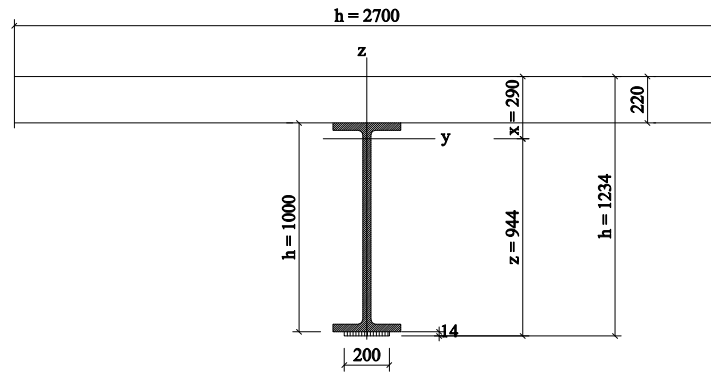
$$A_c = 270 \times 22 = 5940 \text{ см}^2.$$

Болаттемірбетонды қимасының бейтарап осінің қалпын төмендегі формула бойынша анықтаймыз:

$$z = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n} A_c \cdot z_c + A_b \cdot z_b}{A_a + \frac{1}{n} A_c + A_b},$$

Оған сәйкес $z = 94,4$ см, $x = 29$ см, яғни бейтарап ось темірбетон плитадан төмен орналасқан (6.17-сурет).

Өлшемдері, мм



6.17-сурет – Есептік біріктірілген болаттемірбетонды қима

Біріктірілген қиманың инерция моментін анықтаймыз:

$$I_y = I_a + \frac{1}{n} I_c + I_b + A_a (z_a - z)^2 + \frac{1}{n} A_c (z_c - z)^2 + A_b (z_b - z)^2,$$

мұнда

$$\begin{aligned} I_a &= 644700 \text{ см}^4, \\ I_c &= \frac{bt^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{t}{b} \right) = \frac{350 \times 22^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{22}{350} \right) = 298268 \text{ см}^4, \\ I_b &= \frac{bt^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{t}{b} \right) = \frac{20 \times 1,4^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{1,4}{20} \right) = 4,37 \text{ см}^4, \\ I_y &= 2029145 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Қиманың кедергі моменттерін анықтаймыз:

$$\begin{aligned} W_c &= \frac{I_y}{x} = \frac{2029145}{29} = 69971 \text{ см}^3, \\ W_{a,c} &= \frac{I_y}{x-t} = \frac{2029145}{29-22} = 289878 \text{ см}^3, \\ W_{a,t} &= \frac{I_y}{z} = \frac{2029145}{94,4} = 21495 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Темірбетон плитасының тиімді енін анықтау

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_{e2} = L/8 = 2,45 \text{ м}, \quad b_0 = 0, \\ b_{\text{eff}} &= b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4,9 \text{ м}. \end{aligned}$$

Алынған ені 2,7 м тең арқалықтар арасындағы қашықтықтан үлкен болғандықтан, келесі есептерде $b_{\text{eff}} = 2,7$ м қабылдаймыз.

Біріктірілген қиманың көтеру қабілетін тексеру

Шартты тексеру

$$\begin{aligned} N_c &< N_{pl,a}, \\ N_c &= 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot t = 0,85 \times (30/1,5) \times 2,7 \times 0,22 \times 10^3 = 10098 \text{ кН}. \end{aligned}$$

у-у бейтарап осінен төмен орналасқан болат қиманың ауданы

$$A = 400 + 28 - 30 \times 3,6 - (7 - 3,6) \times 1,9 = 314 \text{ см}^2,$$

$$N_{pl,a} = A \cdot f_{yd} = 314 \times 355 \times 10^{-1} = 11147 \text{ кН},$$

$$10098 \text{ кН} < 11147 \text{ кН}.$$

Шарт орындалды

β түзету коэффициентін анықтау

$$x > 15 \% \cdot h,$$

$$15 \% \quad h = 15 \% \quad 123,4 = 18,51 \text{ см},$$

$$x = 29 \text{ см} > 15 \% \text{ от } h = 18,51 \text{ см}.$$

Есепті иілу моментін β мөлшеріне азайту қажет

$$x/h = 29/123,4 = 0,24 \rightarrow \beta = 0,85 + (0,4 - 0,24) \times 0,6 = 0,95.$$

Арқалықтың шекті күйі олардың иілімге көтеру қабілетінің шарттары

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0,$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot z \cdot \beta = 11147 \cdot 0,944 \cdot 0,95 = 9997 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} = 10535/9997 = 1,05 > 1,0.$$

Шарт 5%-ға орындалды. Көтеру қабілетін қамтамасыз ету үшін 320 мм дейін болат жолақтың қоставрының төменгі сөресіне пісірілетін қима енін ұлғайтамыз.

Арқалықтың шекті күйі олардың көлденең қимаға көтеру қабілетінің шарттары

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{s}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{212,44 \times 10^{-4} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}}}{1,0} = 4354 \text{ кН},$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w,$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 400 - 2 \times 30 \times 3,6 + (1,9 + 2 \times 3) \times 3,6 = 212,44 \text{ см}^2,$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \times 86,8 \times 1,9 = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$A_v = 212,44 \text{ см}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{2150}{4354} = 0,49 < 1,0.$$

Шарт орындалды

өзіндік жүктелім әсерінен қатаң кезеңде көтеру қабілетін тексеру

Өзіндік иілу моментінің есептелген мәні $M_{Ek} = 8354 \text{ кНм}$ құрайды. Орындалған шарттарды тексереміз

$$\sigma_i = \frac{M_{\text{Ek}}}{W_i} \leq f_i,$$

- бетонда:

$$\sigma_i = \frac{M_{\text{Ek}}}{n \cdot W_c} = \frac{8354 \times 10^3}{7 \times 69971} = 17 \text{ МПа} < f_{\text{ck}} = 30 \text{ МПа. (шарт орындалды);}$$

- коставрдың жоғарғы сөресінде:

$$\sigma_{a,c} = \frac{M_{\text{Ek}}}{W_{a,c}} = \frac{8354 \times 10^3}{289878} = 28,8 \text{ МПа} < f_y = 355 \text{ МПа (шарт орындалды);}$$

- коставрдың төменгі сөресінде:

$$\sigma_{a,t} = \frac{M_{\text{Ek}}}{W_{a,t}} = \frac{8354 \times 10^3}{21495} = 389 \text{ МПа} > f_y = 355 \text{ МПа (шарт орындалмады).}$$

Төменгі белдіктің шыдамдылығын қамтамасыз ету үшін оның қалыңдығын оған қалыңдығы 18 мм жолақты пісіру арқылы ұлғайтамыз.

Біріктіру элементтерін жобалау

Қосылыстар параметрін тағайындау

Біріктіру элементтерін диаметрі $d = 22$ мм және ұзындығы $h_{sc} = 125$ мм анкерлік цилиндрлік өзектер түрінде жобалаймыз. Анкерлер келесі төзімділік сипаттамаларына ие болаттан жасалған: $f_{yk} = 355$ МПа, $f_u = 450$ МПа.

Өзектер келесі кезектілікте $S = 30$ см қадаммен коставрдың жоғарғы сөресіне пісіріледі:

- олардың орта бөлігінде арқалықтардың бойлық осіне перпендикулярлы әрбір қатарда $n = 2$ өзектен;
- тіректерден 3,75 м қашықтықта тіректі учаскелерде олардың арқалығының бойлық осіне перпендикулярлы әрбір қатарда $n = 3$ өзектен.

Анкерлік өзектің көтеру қабілетін анықтау

ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.3.1) нормаларының нұсқамаларына сәйкес болат пен бетон беріктігінің шарттарынан біріктіру элементтерінің көтеру қабілетін екі мәндердің ең азы бойынша анықтаймыз:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot \frac{1}{\gamma_v}; \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_v}}, \end{array} \right.$$

мұнда $\gamma_t = 1,25$ – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ үшін $\alpha = 0,2 (h_{sc}/d + 1)$;

$4 < h_{sc}/d$ үшін $\alpha = 1,0$;

$h_{sc}/d = 125/22 = 5,68 > 4 \rightarrow \alpha = 1,0$.

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot 1 / \gamma_v = 0,8 \times 450 \times 10^3 \cdot \pi \times 0,022^2 / 4 \times 1 / 1,25 = 109,48 \text{ кН},$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_v}} = 0,29 \times 1,0 \times 0,022^2 \times \sqrt{30 \times 10^3 \times 32 \times 10^6} \times \frac{1}{1,25} = 110,02 \text{ кН}.$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 109,48 \\ 110,02 \end{cases} = 109,48 \text{ кН}.$$

Бір анкерлік өзектің көтеру қабілетін $P_{Rd} = 109,48 \text{ кН}$ тең деп қабылдаймыз

Конструкциялық талаптар

Өзектер арасындағы минималды және максималды қашықтықтарды
ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 нормасының 6.6.5.5-тармағына сәйкес анықтаймыз.

$$e_{1,\min} = 5d = 5 \times 22 = 110 \text{ мм} = 11 \text{ см},$$

$$e_{1,\max} = \min \begin{cases} 4d = 4 \times 22 = 88 \text{ см} \\ 60 \text{ см} \end{cases} = 60 \text{ см}.$$

Анкерлік өзектер арасындағы қабылданған қашықтық $11 \text{ см} < S = 30 \text{ см} < 60 \text{ см}$ рұқсаттық шектерде.

Анкерлік өзектердің көтеру қабілеті бойынша шекті күйлерін тексеру

Шарттың орындалуын тексереміз:

$$F_{Rd} \geq F_{\text{long}},$$

Мұндағы арқалықтың бойлық осіне перпендикулярлы әрбір қатардағы n өзектерінің көтеру қабілеті мына формуламен анықталады:

$$F_{Rd} = P_{Rd} n/s,$$

ал F_{long} ығыстыру күші мына формула бойынша

$$F_{\text{long}} = V_{Ed} \cdot A \cdot z/l_g.$$

$S = 30 \text{ см}$ қадамды қатардағы 3 өзек үшін:

$$F_{Rd} = 109,48 \times 3/0,3 = 1095 \text{ кН/м},$$

$$A = \frac{s \cdot t}{n} = \frac{30 \times 22}{3} = 220 \text{ см}^2,$$

$$F_{\text{long}} = 2150 \times \frac{220 \left(29 - \frac{22}{2} \right)}{2029145} = 4,2 \text{ кН/см} = 420 \text{ кН/м},$$

$$F_{Rd} = 1095 \text{ кН/м} > F_{\text{long}} = 420 \text{ кН/м}.$$

$S = 30 \text{ см}$ қадамды қатардағы екі өзек үшін:

$$F_{Rd} = 109,48 \times 2/0,30 = 730 \text{ кН/м},$$

$$A = \frac{s \cdot t}{n} = \frac{40 \times 22}{3} = 330 \text{ см}^2,$$

$$F_{\text{long}} = 2150 \times \frac{330 \left(29 - \frac{22}{2} \right)}{2029145} = 6,85 \text{ кН/см} = 685 \text{ кН/м},$$

$$F_{Rd} = 730 \text{ кН/м} > F_{\text{long}} = 685 \text{ кН/м}.$$

Ығысу кезінде танкерлік өзектер үшін көтеру қабілеті қамтамасыз етілген

Бойлық ығысу кезінде темірбетон плитаны тексеру

Темірбетон плитаның бойлық ығысуға төзімділігін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (6.2.4) сәйкес анықтаймыз. Плита шартты түрде керілген арматура түріндегі тартқыштармен біріктірілген қысылған қиғаш тіректер жүйесі ретінде қарастырылады (6.6-сурет). Ұзындығы бойынша анкерлік өзектер қадамына тең әсер ететін бойлық ығыстыру күші формуламен есептеледі.

$$V_{Ed} = P_{Rd} / s = 109,48 / 0,3 = 365 \text{ кН.}$$

Арқалықтардың бойлық осіне қатысты көлденең бағытта бетон плитасын арматуралау ені $b = 100 \text{ см}$ ($A_t = 7,53 \text{ см}^2 / \text{м}$) бойынша 15 см қадаммен орналасқан, диаметрі 12 мм өзектер түрінде қабылданған.

Талап етілген минимальды көлденең арматуралау

$$A_{s,min} = 0,002 h_c b = 0,002 \times 5 \times 100 = 1,0 \text{ см}^2 / \text{м} < A_t = 7,53 \text{ см}^2.$$

Ығыстыру күшінің бұрышының мөлшері $\theta = 40^\circ$ тең болып қабылданған

$$(\sin \theta = 0,643 \quad \cos \theta = 0,766 \quad \text{ctg} \theta = 1,19)$$

Ығысуға плитаның көтеру қабілеті келесі формулалар бойынша есептелген ең төменгі мәнмен қабылданады:

$$V_{Rd} = A_t f_{sy} \text{ctg} \theta = 7,53 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 \times 1,19 = 247 \text{ кН/м,}$$

$$V_{Rd} = \nu A_{cv} f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,53 \times 2200 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 \times 0,643 \times 0,766 = 763 \text{ кН/м,}$$

мұнда

– бетон плитасы қимасының есептік ауданы (а-а қимасы 6.5-суретте)

$$A_{cv} = 100 h_c = 100 \times 22 = 2200 \text{ см}^2 / \text{м};$$

– төмендетуші коэффициент

$$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,53.$$

Плита ығысуына көтеру қабілетін қамтамасыз ету шартын тексереміз:

$$V_{Rd} > 0,5 V_{Ed},$$

$$247 \text{ кН/м} > 0,5 \times 365 = 183 \text{ кН/м.}$$

Бойлық ығысу кезінде темірбетон плитаның көтеру қабілеті қамтамасыз етілген.

6.2 Сығылған және сығылып-иілген элементтер

6.2.1 Бір осьті сығу кезіндегі есептер

6.2.1.1 [6.7.1] Тұрақтарды жобалау кезінде есептеудің жалпы және ықшамдалған әдісін қолдануға болады. Соңғы әдіс екі симметрия оське ие, ұзындығы бойынша тұрақты қималары бар көп пайдаланылатын элементтер үшін қолданылады. Бұл ретте конструктивті болаттан жасалған қиманың барлық компоненттері өзара біріктірілуі қажет. Рационалды жобаланған қимада құрамдас қимадағы δ болат үлесінің коэффициенті 0,2-ден 0,9 дейінгі шекте болуы тиіс. δ мөлшері мына формуладан анықталады

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.20)$$

мұнда $N_{pl,Rd}$ – (6.21) формула бойынша анықталатын сығылуға қиманың көтеру қабілеті.

6.2.1.2 [6.7.3.2] Ықшамдалған әдіс бойынша болаттемірбетонды қиманың $N_{pl,Rd}$ бір осьті сығылуы кезіндегі көтеру қабілетін конструктивті болат, бетон мен арматураның көтеру қабілетінің сомасы ретінде анықтау қажет:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}. \quad (6.21)$$

Мұнда құбырлы бетонды қималар үшін 0,85 коэффициентінің орнына 1,0 коэффициенті қолданылуы қажет.

6.2.1.3 [6.7.3.2 (6)] Құбырлы бетонды қималарды сығу кезіндегі көтеру қабілетін оның көлденең деформацияларын шектеу шартында бетон тығыздығын ұлғайтуды есепке ала отырып анықтауға болады. Бұл үшін қажетті шарт $\bar{\lambda} < 0,5$ және $e/d < 0,1$, қатынастарын сақтау болады, мұнда $e = M_{ed} / N_{Ed}$ жүктелімді түсірудің эксцентриситеті болып табылады.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (6.22)$$

мұнда t және d – болат құбырдың қабырғасының қалыңдығы және сыртқы диаметрі;
 $\eta_a = \eta_{a0}$ және $\eta_c = \eta_{c0}$ ал $e = 0$ болғанда мына формула бойынша анықталады:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad \text{бұл ретте } \eta_{a0} \leq 1,0; \quad (6.23)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad \text{бұл ретте } \eta_{c0} \geq 0, \quad (6.24)$$

6.2.1.4 [6.7.3.5(2)] ості сығылуға түсетін тұрақтар үшін формулаға сәйкес келесі шарт сақталуы қажет:

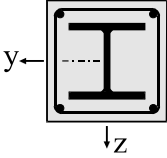
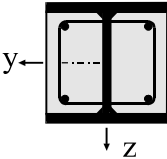
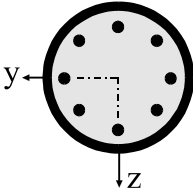
$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.25)$$

мұнда N_{Ed} - сығу күшінің есептік мәні;

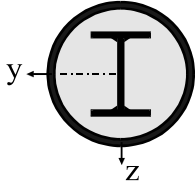
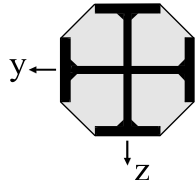
$\chi - \bar{\lambda}$ қатысты иілімділігін және тұрақтылығын жоғалту формасына байланысты редуциялық коэффициент.

6.2.1.5 [6.7.3.5(2)] арматуралау коэффициенті $\rho_s = A_s/A_c$ болаттемірбетонды тіректердің көлденең қималары үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 сәйкес тұрақтылықты жоғалтудың өзіне тән қисық сызықтары 6.3-кестеде ұсынылған.

6.3-кесте – ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 нормасының 6.7.3.4-т. сәйкес болаттемірбетонды тіректері үшін элементтердің осінен рұқсатты ауытқулар мен тұрақтылықты жоғалтудың қисық сызықтары

Көлденең қима	Шекті мәндер	Тұрақтылықты жоғалтудың осі	Тұрақтылықты жоғалтудың қисық сызығы	Элементтің ауытқуы
Толығымен құйып бекітілген қима 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Ішінара құйып бекітілген қима 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Дөңгелек және тік бұрышты пішінді болат кескін 	$\rho_s \leq 3 \%$	Кез келген	a	L/300
	$3 \% < \rho_s \leq 6 \%$	Кез келген	B	L/200

**6.3-кесте – ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 нормасының 6.7.3.4-т. сәйкес
болаттемірбетонды тіректері үшін элементтердің осінен рұқсатты ауытқулар мен
тұрақтылықты жоғалтудың қисық сызықтары (жалғасы)**

Көлденең қима	Шекті мәндер	Тұрақтылықты жоғалтудың осі	Тұрақтылықты жоғалтудың қисық сызығы	Элементтің ауытқуы
Қосымша қоставрлы қимасы бар дөңгелек болат кескін 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
Крестті қоставрлы қимасы бар ішінара қойып бекітілген кескін 		Кез келген	b	L/200

6.2.1.6 [6.7.3.3(2)] $\bar{\lambda}$ тіректерінің қатысты иілілігі 2,0 аспауы және мына формуладан анықталуы қажет:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.26)$$

мұнда $N_{pl,Rk}$ - (6.21) формуласына сәйкес көтеру қабілетінің сығылуға сипаттамалық мәні;

N_{cr} – тұрақтылықты жоғалтудың тиісті формасы үшін серпімді шектік қалыпты күші.

6.2.1.7 [6.7.3.3(3)] $\bar{\lambda}$ және N_{cr} мәндері төмендегі формуламен анықталатын, қиманың тиімді иілу қаттылығының $(EI)_{eff}$ өзіне тән мөлшерінің негізінде есептеледі:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.27)$$

мұнда $K_e = 0,6$ - түзету коэффициенті;

I_a, I_c, I_s – сәйкесінше контруктивті болаты, жарықшақтығы есепке алынбайтын бетон және арматура инерциясының моменттері.

6.2.1.8 [6.7.3.3(4)] $(EI)_{\text{eff}}$ есептеу кезінде бетонның сырғығыштығын оның E_{cm} серпімділік модулін $E_{\text{c,eff}}$ мәніне дейін азайту арқылы есептеу қажет:

$$E_{\text{c,eff}} = E_{\text{cm}} \cdot \frac{1}{1 + (N_{\text{G,Ed}} / N_{\text{Ed}}) \cdot \varphi_t}, \quad (6.28)$$

мұнда φ_t – бетонның сырғығыштық коэффициенті;

N_{Ed} – осьті күштің жалпы мөлшері;

$N_{\text{G,Ed}}$ – осьті күштің тұрақты ұзақ мерзімді қолданылатын бөлігі.

6.2.2 Иіліспен сығу есептері

6.2.2.1 Сығу және иілу бірге әрекет еткен кездегі көлденең қиманың көтергіш қабілеті кернеудің тік бұрышты эпюраларының болжамдарында және бетонды созуды есептемей-ақ анықталады (6.18-сурет).

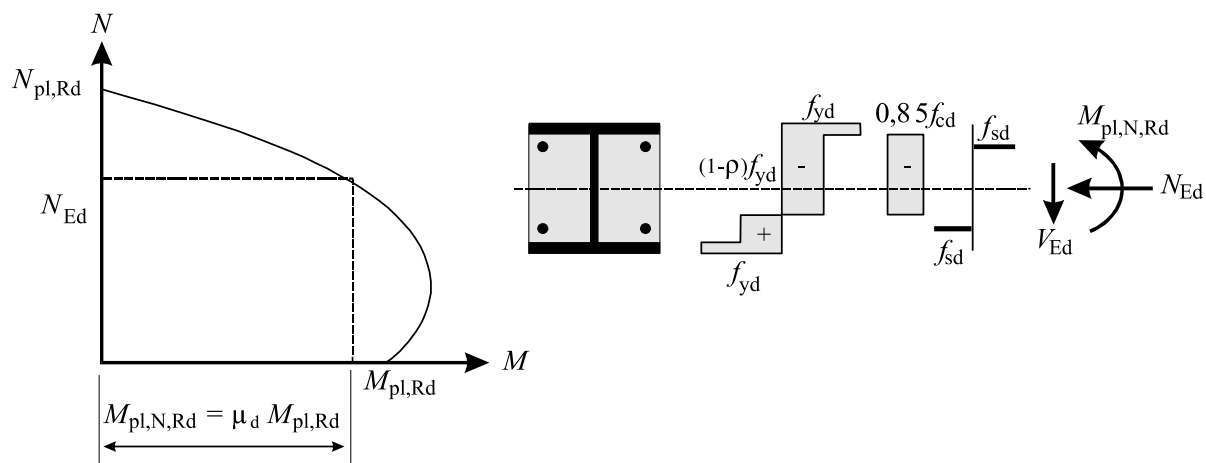
әрекетіне әсер етуін болаттың есептік беріктігін $(1 - \rho) f_{yd}$ шамасына дейін азайту арқылы $V_{\text{a,Ed}} > V_{\text{pl,a,Rd}}$ кезінде ескеру керек, мұнда $\rho = (2 \cdot V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd}} - 1)^2$ а V_{Rd} тік жылжытуға кедергі. Бұл кезде жылжытушы күш $V_{\text{a,Ed}}$ жылжытуға болат пішіннің көтергіш қабілетінен аспауы тиіс. Қиманың темірбетон бөлігінің $V_{\text{c,Ed}}$ жылжытуға көтергіш қабілеті ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (6.2) сәйкес тексерілуі керек. V_{Ed} шамасын болат және темірбетон қималарына әсер етуші $V_{\text{a,Ed}}$ және $V_{\text{c,Ed}}$ құраушыларына бөлуге болады:

$$V_{\text{a,Ed}} = V_{\text{Ed}} \cdot \frac{M_{\text{pl,a,Rd}}}{M_{\text{pl,Rd}}}, \quad (6.29)$$

$$V_{\text{c,Ed}} = V_{\text{Ed}} - V_{\text{a,Ed}}, \quad (6.30)$$

мұнда $M_{\text{pl,a,Rd}}$ – созылымды ию кезіндегі болат қиманың көтергіш қабілеті;

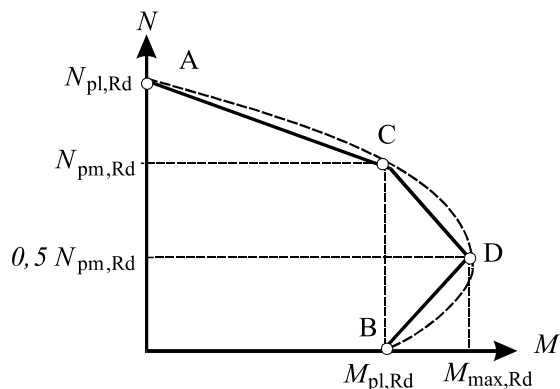
$M_{\text{pl,Rd}}$ – созылымды ию кезіндегі болаттемірбетон қимасының көтергіш қабілеті.



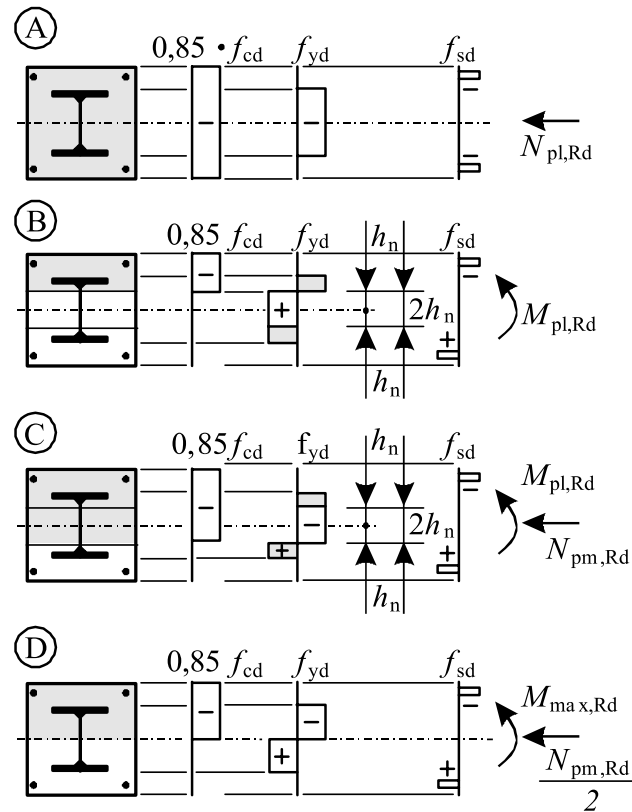
6.18-сурет - ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.3.2(2)-тармағына сәйкес бірге сығу және бір осьті ию үшін қисық әрекет етуі

6.2.2.2 [6.7.3.1(4)] Көлденең күштердің иілу кедергісіне және қалыпты күштің

6.2.2.3 [6.7.3.1(5)] Тәжірибелік есептеулерде көпбұрышты түріндегі өзара қисық әрекеттесуін қолдануға болады, мұнда қималар үшін 6.19а-с-суреттегідей $N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$, ал құбырбетон қималары үшін $N_{pm,Rd} = f_{cd} \cdot A_c$.



6.19-сурет – Жеңілдетілген өзара қисық әрекеттесу және ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.3.2(5)-тармағына сәйкес кернеулерді сәйкесінше бөлу



6.19-сурет – Жеңілдетілген өзара қисық әрекеттесу және ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.3.2(5)-тармағына сәйкес кернеулерді сәйкесінше бөлу (жалғасы)

6.2.2.4 [6.7.3.6] Сығуды және бір осьті иіруді бірге әрекеттестірген кезде формула бойынша келесі шарт қанағаттандырылуы тиіс:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.31)$$

мұнда M_{Ed} – екінші тәртіпті ауытқуын және ықпалын есептеу арқылы есептелінген тірек ұзындығы шектеріндегі соңғы моменттерден және максималды иілу моментінен ең көбі;

$M_{pl,N,Rd} - \mu_d M_{pl,Rd}$ көмегімен көрсетілген N_{Ed} қалыпты күшті есептеу арқылы созылымды иілу кезіндегі көтергіш қабілеті (6.18-сурет);

$M_{pl,Rd}$ – 6.19-суреттегі В нүктесіне сәйкес созылымды иілу кезіндегі көтергіш қабілеті;

$\alpha_M = 0,9$ S235 бастап S355 дейінгі маркалы болаттар үшін және $\alpha_M = 0,8$ S420 және S460 маркалы болаттар үшін.

6.2.2.5 [6.7.3.7] Сығу және екі осьті иілу бірге әрекет еткен кезде келесілер қанағаттандырылуы керек:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}, \quad (6.32)$$

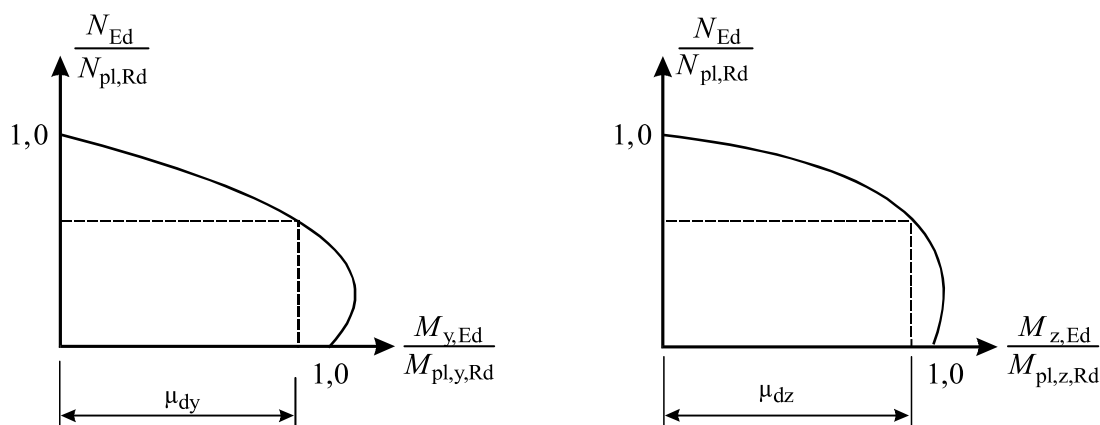
$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.33)$$

мұнда $M_{pl,y,Rd}$ және $M_{pl,z,Rd}$ – иілудің сәйкесінше жазықтығындағы созылымды иілу кезіндегі көтергіш қабілеті;

$M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ – екінші тәртіпті әсер етуді және геометриялық ауытқуларды қосқанда есептік иілу моменттері;

μ_{dy} и μ_{dz} – 6.20-суретіне сәйкес анықталатын коэффициенттер;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ и $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ – (6.31) формуласындағыдай анықталатын коэффициенттер.

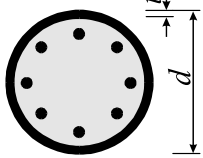
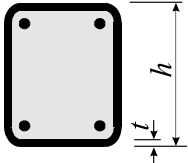
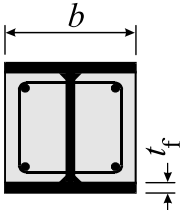


6.20-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.3.6(2)-тармағына сәйкес сығуға және екі осьті иілуге есептеу

6.2.3 Болат элементтердің жергілікті тұрақтылығын жоғалтуы

6.2.3.1 Бойлық иілу кезінде болат элементтердің жергілікті орнықтылығын жоғалту ықпалы ескерілмейді, егер болат пішін сөрелерін толық бетондаған кездегі бетонның қорғаныс қабаты 40 мм кем емес және сөренің b енінен $1/6$ кем емес болса. Көлденең қиманың басқа түрлері үшін жергілікті орнықтылықты жоғалтуды 6.4-кестеде берілген d/t максималды рұқсат етілген мәндерден аспаған жағдайда ескермеуге болады.

6.4-кесте – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 (6.7.1 (9)) сәйкес d/t , h/t және b/t_f максималды рұқсат етілген мәндер

Көлденең қима	Максималды мәндер d/t , h/t и b/t
<p>Құбырлы болат пішін</p> 	$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
<p>Тікбұрышты қуыс болат пішін</p> 	$\max(h/t) = 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Жартылай бетондалған қоставрлы пішін</p> 	$\max(b/t_f) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.2.4 Жинаяталған күштерді беру учаскелері

6.2.4.1 [6.7.4.2(6)] Қуыс қималар үшін шоғырланған күштерді қабылдайтын қабырғалар астындағы бетонның беріктігін тексеру келесі формуламен жүзеге асады:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}, \quad (6.34)$$

мұнда t – болат құбыр қабырғаларының қалыңдығы;

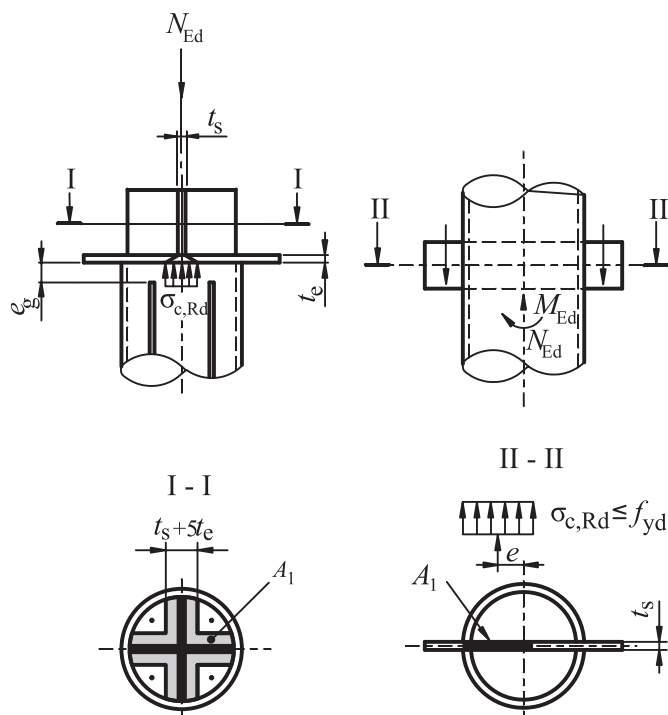
a – құбыр диаметрі немесе шаршы қиманың ені;

A_c – бағанның бетон пішінді көлденең қимасының ауданы;

A_1 – қабырға астындағы жүктелген аудан (6.21-сурет);

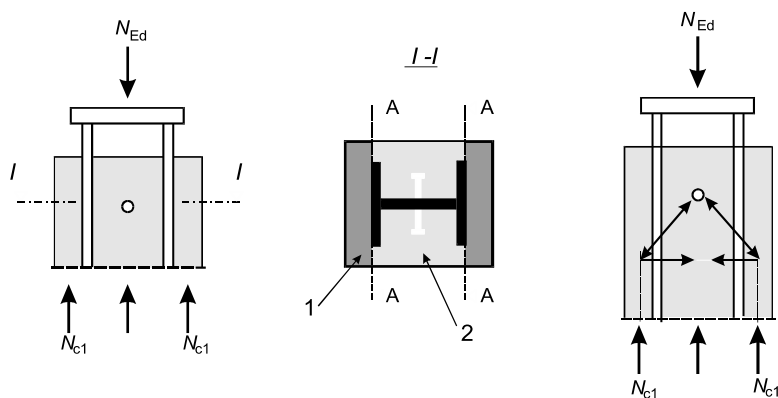
$\eta_{cL} = 4,9$ – дөңгелек болат құбырлар үшін және $3,5$ – шаршы қималар үшін.

A_c/A_1 қатынасы 20-дан аспауы тиіс. Орамал және болат қуыс қималар арасындағы дәнекерлеу жапсарлары ҚР ҚН EN 1993-1-8:2005/2011 (4-тарау) сәйкес жобалануы тиіс.



6.21-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.4.2(б)-тарауына сәйкес құбырбетон тіреулеріндегі шоғырланған күштерді жіберу

6.2.4.2 [6.7.4.2(9)] Шоғырланған жүктемені ашық пішіннің бетондалған болат қимасы арқылы жіберген кезде жылжытушы күштер біріктіруші элементтері бар болат және бетон байланысында ғана қабылдануы тиіс. Болат пішінмен біріктірілмеген бетон бөліктері (болат сөрелер шектеріне тыс) көлденең қамыттармен арматуралануы керек, олардың күштері қиғаш модельдерге сәйкес анықталады (6.22-сурет).



1 – бірігудің жоқ болуы, 2 – бетон мен болаттың бірігуі бар

6.22-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 6.7.3.6(9)-сәйкес болатпен біріктірілмеген бетонның көлденең арматуралануы

6.2.5 Конструктивті талаптар

Болаттемірбетонды қиманың биіктігінің еніне қатынасы 0,2-ден 5,0 дейінгі шектерде болуы керек. Болат пішіннің толықтай бетондалған бетонның қорғаныш қабатының қалыңдығы (А.39-сурет) 40 мм кем емес және b енінің $1/6$ болуы және келесі мәндерден аспауы тиіс:

$$\max c_z = 0,3h, \max c_y = 0,4b. \quad (6.35)$$

Толық немесе жартылай бетондалған тіреулердегі көлденең және бойлық арматура ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 және 9.5 сәйкес жобаланады. Толықтай бетондалған қимасы бар тіреулердегі есептік бойлық арматура бетонның көлденең қимасының ауданынан 0,3 % кем емес және 6 % артық емес болуы керек. ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 бойынша Х0 класын пайдалану шарттары үшін 200 мм қадамды диаметрі 6 мм ең кіші бойлық арматураны және 250 қадамды диаметрі 8 мм көлденең арматураны қарастыру керек. Құбырбетонды қималардағы бойлық арматура әдеттегідей отқа төзімді талаптарға сүйене отырып арналады.

МЫСАЛ

Берілгені: Биіктігі $H = 3,0$ м көпір фермасының сығылған болаттемірбетонды тіреуін жобалау. Тіреу меншікті салмағын қосқанда есептік осьтік күштің $N_G = 1200$ кН және уақытша жүктемеден осьтік күштің $N_Q = 1100$ кН әсеріне ұшырайды. Тіреу қимасы толық бетондалған болып табылады.

Қабылданатын қима:

Жобаланатын тіреудің қимасы келесі конструктивтік элементтерден қабылданған (6.23-сурет):

– 6.24-суреттегі белгілерге сәйкес геометриялық сипаттамалары бар ГОСТ 26020-83 бойынша 23К1 бағанды коставр:

$$A_a = 66,51 \text{ см}^2 \quad h = 227 \text{ мм} \quad b = 240 \text{ мм} \quad t_f = 12 \text{ мм} \quad t_w = 8 \text{ мм} \quad J_y = 6589 \text{ см}^4$$

$$W_y = 580 \text{ см}^3 \quad i_y = 9,95 \text{ см} \quad J_z = 2421 \text{ см}^4 \quad W_z = 202 \text{ см}^3 \quad i_z = 6,03 \text{ см}$$

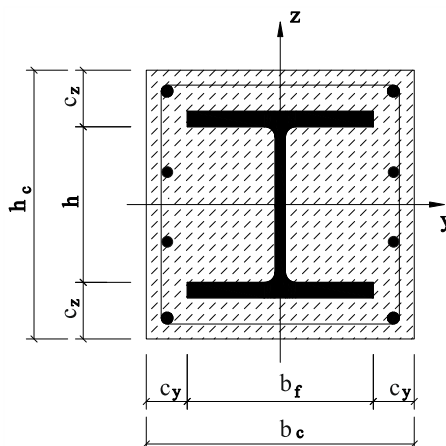
Коставр материалы S 235 маркалы болат (ҚР ҚН EN 10025-2 сәйкес), келесі беріктігі және деформациялану сипаттамалары бар $f_y = 235$ МПа, $f_u = 360$ МПа, $E = 210000$ МПа.

– ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес C20/25 класты бетон ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа). Бетонның қорғаныш қабатының қалыңдығы $c = 50$ мм деп қабылданған және келесі талаптарды қанағаттандырады:

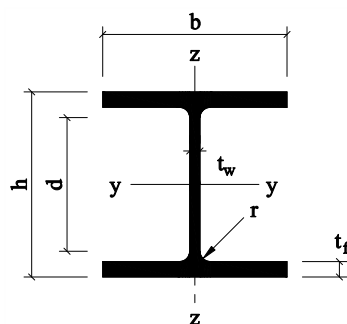
$$c_y = 50 \text{ мм} < 0,4 \cdot b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм},$$

$$c_z = 50 \text{ мм} < 0,3 \cdot h = 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм};$$

– бетонды арматуралау 8 дана мөлшеріндегі диаметрі $d = 16$ мм өзектермен ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$), S 275 маркалы болатпен жүзеге асады. Өзектердің осьтері қима шетінен $a = 3$ см арақашықтықта орналасқан.



6.23-сурет – Сығылған тіреу қимасының қабылданған конструктивті шешімі



6.24-сурет – Қоставрдың геометриялық өлшемдері

Болаттемірбетонды қиманың геометриялық параметрлері

$$h_c = h + 2 c_z = 227 + 2 \times 50 = 327 \text{ мм},$$

$$b_c = b + 2 c_y = 240 + 2 \times 50 = 340 \text{ мм}.$$

Бетон қимасының ауданы

$$A_c = h_c b_c - A_a = 32,7 \times 34 - 66,51 = 1045,3 \text{ см}^2.$$

Қиманың көтергіш қабілетін анықтау

Созылымды кезеңдегі қима кедергісінің сығудағы көтергіш қабілеті келесі формуламен анықталады:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} =$$

$$= 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2789 \text{ кН}.$$

Болат қимамен қабылданатын күш үлесін сипаттайтын δ болаттың ықпал ету коэффициенті, тең

$$0,2 < \delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd} = 66,51 \times 23,5 / 2789 = 0,56 < 0,9.$$

Арматуралану пайызын анықтаймыз

$$\rho = A_s / [b_c(b_c - a) - A_a] = 16,08 / [34(32,7 - 3) - 66,51] = 0,017 = 1,7 \% > 0,3 \%$$

Орнықтылықты жоғалтудың минималды тиімді қисығын (ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 нормаларының 6.2-кестесін қараңыз), сондай-ақ $J_y = 6589 \text{ см}^4 > J_z = 2421 \text{ см}^4$ қатынасын ескере отырып

тіреудің көтергіш қабілетін пайдаланудың ең ықтимал түрі ОZ осіне қатысты оның орнықтылығын жоғалту болып табылады. Осыған байланысты алдағы барлық есептеулерді осы оське қатысты қиманың геометриялық сипаттамаларын қолдану арқылы жүргіземіз.

Қоставр инерциясының моменті

$$J_a = J_z = 2421 \text{ см}^4.$$

Арматура инерциясының моменті

$$J_s = A_s / (b_c / 2 - a)^2 = 16,8 / (34 / 2 - 3)^2 = 3293 \text{ см}^4.$$

Бетон инерциясының моменті

$$J_c = h_c(b_c)^3 / 12 - J_a - J_s = 32,7 \times 34^3 / 12 - 2421 - 3293 = 101389 \text{ см}^4.$$

Қиманың иілу қаттылығына ұзақ әсерлердің ықпалын $\varphi_t = 2,0$ жылжығыштық коэффициентінің көмегімен бетонның серпімділік модулін түзету арқылы ескереміз.

$$E_c = E_{cm} / (1 + \varphi_t N_G / N) = 30 / (1 + 2,0 \times 1200 / 2300) = 14,7 \text{ ГПа} = 14,7 \times 10^6 \text{ кН/м}^2,$$

мұнда $N = N_G + N_Q = 1200 + 1100 = 2300 \text{ кН}$ - тұрақты және уақытша жүктемелердің әсерінен жалпы есептік осьтік күш.

Қиманың иілу қаттылығының берілген сипаттамалық мәнін анықтаймыз

$$(EJ)_{\text{eff}} = E_a J_a + E_s J_s + 0,6 E_c J_c = 210 \times 10^6 \times 2421 \times 10^{-8} + 210 \times 10^6 \times 3293 \times 10^{-8} + 0,6 \times 14,7 \times 10^6 \times 101389 \times 10^{-8} = 20943 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Болаттемірбетонды қиманың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін анықтаймыз

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + 0,85 A_{cfk} + A_{sfk} = 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 20 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 3782 \text{ кН}.$$

Тіреудің жалғау түйіндері иілу моменттерін бермейтіндей етіп жобаланған (топсалы қосылыс, $\mu = 1,0$ болған кезде). Олай болса тіреудің есептік ұзындығы

$$l_o = \mu H = 1,0 \times 300 = 300 \text{ мм}.$$

Аумалы сығу күшінің шамасын анықтаймыз

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_{\text{eff}} / (l_o)^2 = 3,142 \times 20943 / 3^2 = 22943 \text{ кН}.$$

Тіреудің шартты икемділігі

$$\lambda^* = (N_{pl,Rk} / N_{cr})^{0,5} = (3782 / 22943)^{0,5} = 0,406.$$

Тіреудің көлденең қимасының параметрлері келесі шарттарды қанағаттандырады:

- тіреудің көлденең қимасында екі симметриялы осі бар және барлық ұзындығы бойынша тұрақты болып табылады;
- тіреудің шартты икемділігі $\lambda^* = 0,406 < 2$;
- қиманың арматуралану пайызы $\rho = 0,017 < 0,04$;
- бетонның қорғаныш қабатының қалыңдығы $c = 50 \text{ мм}$ келесі шарттарға сәйкес келеді

$$40 \text{ мм} < c_y = 50 \text{ мм} < 0,4 b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм},$$

$$40 \text{ мм} < c_z = 50 \text{ мм} < 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм};$$

- болат қимамен қабылданған күш үлесін сипаттайтын болаттың ықпал ету δ коэффициенті шекараларда тұрады

$$0,2 < \delta = 0,56 < 0,9.$$

Орындалған шарттар тіреудің көтергіш қабілетін қамтамасыз етуді тексеру үшін жеңілдетілген әдістемені қолдануға мүмкіндік береді

$$N / (\chi N_{pl,Rd}) < 1,$$

мұнда төмендету коэффициенті $\chi = 0,9$ ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 нормаларының 6.6-суретіне сәйкес «с» қисығы бойынша анықталған.

$$2300 / (2789 \times 0,9) = 0,92 < 1.$$

Тіреудің көтергіш қабілеті қамтамасыз етілді. Болаттемірбетон қиманың соңғы өлшемдерін $b_c = 34 \text{ см}$ $h_c = 33 \text{ см}$ тең деп қабылдаймыз.

7 ПАЙДАЛАНУҒА ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕР

7.1 Иілімдерді тексеру

7.1.1 Көпірлік конструкциялар үшін пайдаланушы жарамдылығы бойынша тексеруді құрылыс кезеңі және пайдалану кезеңі үшін өндіру қажет. Осы мақсатта ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, А.2.4 (А қосымшасы) нормаларында келтірілген әсерлер комбинациясын пайдалану қажет. Аралық құрылымдардың арқалықтарының иілімдері серпімді талдау негізінде анықталуы тиіс.

7.1.2 Пайдалану жарамдылығының шектік күйлері бойынша есептерде арқалықтардағы кернеулерді сырғу, шөгу және бетонның жарықшақ түзу әсерін, болат элементпен бетон плитаның қозғалысты қосылысының икемділігін, егер орын алса болат пен арматураның серпімді емес жұмысын ескере отырып анықтау қажет. Егер әлдеқайда дәл әдіс пайдаланылмайтын болса, онда сырғу және шөгу әсерін болат пен бетонның серпімділік модульдерінің арақатынасын білдіретін келтіру коэффициентінің көмегімен ескеруге болады. Бұл жағдайда жарықшақтармен қималарда шөгудің бастапқы әсерлерін ескермеуге болады.

МЫСАЛЫ

Берілді: болаттемірбетонды 19,6 м аралықпен автожол көпірінің бір аралықты құрылымы (6.1-тармақтың мысалын қараңыз).

Талап етіледі: жол берілетін иілімді қамтамасыз ету шарттарынан пайдалану жарамдылығы бойынша арқалық құрылымының шектік күйін тексеру.

Пайдалану жарамдылығы бойынша шектік күйді ҚР ҚН EN1990:2002+A1:2005/2011, 3.4-т. талаптарына сәйкес тексереміз:

$$w_{\text{constr}} \leq w_{\text{do}}.$$

Салу кезеңінде иілімді анықтаймыз.

Біркелкі таралған нормативті ұзындық жүктемеден еркін тірелген арқалықтың ең жоғары иілімі $g'_{1k}=25,2$ кН/м:

$$w_{\text{constr}} = \frac{s}{384} \cdot \frac{g'_{1k} \cdot L^4}{EJ_y} = \frac{s}{384} \cdot \frac{26,9 \times 19,6^2}{0,02100000 \times 64470} = 0,04 \text{ см.}$$

Иілімнің шектік мәні:

$$w_{\text{dop}} = L/350 = 5,6 \text{ см,}$$

$$w_{\text{const}} = 0,039 \text{ см} < w_{\text{dop}} = 5,6 \text{ см.}$$

Пайдалану кезеңінде иілімді анықтаймыз.

$$w = L/400 = 1960/400 = 4,9 \text{ см.}$$

Бетон плитасының беріктігін алғаннан кейін салынған сипаттамалық жүктемелердің әсерінен иілу:

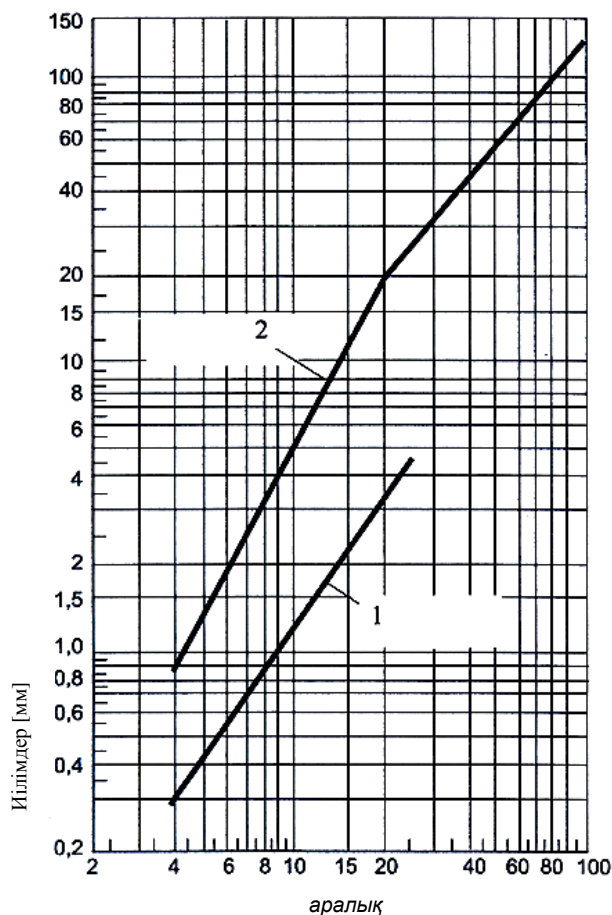
$$w_{\text{CDM}} = \frac{s}{384} \cdot \frac{\Delta g'_{1k} \cdot L^4}{EJ_y} + \frac{s}{48} \cdot \frac{M_{qk} \cdot L^2}{EJ_y} = 0,31 \text{ см.}$$

Толық иілім: $w = w_{\text{constr}} + w_{\text{CDM}} = 0,04 + 0,31 = 0,35 \text{ см} < u_{\text{dop}} = 4,9 \text{ см.}$

Арқалық құрылымның иілімі шектік мәннен аспайды.

7.2 Дірілді шектеу

Көпірлердің дірілі ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, А2.4-т. және ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011, 5.7 және 6.4 –т. талаптарына сәйкес шектелуі тиіс. 7.1-суреттің кестелерінде діріл жоққа шығарылатын теміржол көпірлері иілімдерінің шектік мәндері берілген.



1 – иілімдердің төменгі шекарасы, 2 – иілімдердің жоғарғы шекарасы

7.1-сурет – Дірілді ескере отырып теміржол көпірлері иілімдерінің шектелуі [11]

7.3 Бетонда жарықшақтанудың түзілуін шектеу

7.3.1 [7.4.1] Жарықшақтардың ашылу ені минималды арматуралауды қамтамасыз ету арқылы шектелуі мүмкін. Темірбетон плитасының минималды көлденең арматуралануын көлденең арматуралауға қатысты ережелерді пайдалана отырып, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес есептеу керек. Көлденең арматуралаудың минималды пайызы 0,2 %-дан кем болмауы тиіс.

7.3.2 [7.4.2] Алдын ала кернеуінің болмауы шартында бетон плиталарды минималды бойлық арматуралау A_s келесі формула бойынша анықталады:

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s, \quad (7.1)$$

мұнда $f_{ct,eff}$ – жарықшақтың түзілу моменті үшін созылу кезінде бетонның орташа беріктігі, оның мәндерін осы құралдың 5.1а және 5.1б-кестелерінен қабылдауға болады;

$k = 0,8$ мәніне тең қабылдауға болатын, плитадағы кернеулердің біркелкі таралмауы әсерін ескеретін коэффициент;

$k_s = 0,9$ мәніне тең қабылдауға болатын, жылжымалы қосылыстың икемділігі және жарықшақтардың түзілуі себепті бетон плитада бойлық күштің төмендеу әсерін ескеретін

коэффициент;

k_c – жарықшақтар түзілгенге дейін қимада кернеулердің таралуын ескеретін және келесі формула бойынша анықталатын коэффициент

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0, \quad (7.2)$$

мұнда h_c – доғалқиыстарды немесе қырларды ескерусіз бетон плитаның қалыңдығы;

z_0 – жарықшақсыз болаттемірбетонды қима мен бетон плитасының ауырлық орталықтары арасындағы арақашықтық;

σ_s – тікелей f_{sk} сипаттамалық беріктігіне тең болып қабылдануы мүмкін жарықшақтар түзілгеннен кейін арматурадағы ең жоғары жол берілетін кернеу;

A_{ct} – плитаның тиімді енінің шегінде есептеулерді жеңілдету мақсатында қабылданатын бетонның созылған аймағының қима ауданы;

Минималды арматуралау үшін өзектің ең жоғары диаметрі келесі формуладан анықталады:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0}, \quad (7.3)$$

мұнда ϕ^* – 7.1-кесте бойынша өзектің ең жоғары диаметрі;

$f_{ct,0} = 2,9$ МПа құрайтын созылуға бетонның бастапқы кедергісі.

7.1-кесте - ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011, 7.4.2(2)-т. сәйкес кезеңдік пішіннің арматуралық өзектерінің максималды диаметрі

Арматурадағы кернеу σ_s (МПа)	w_k жарықшақтың есептелген ашылу ені кезіндегі өзектің максималды диаметрі ϕ^* (мм)		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

8 АРҚАЛЫҚ ТӨСЕМДЕРІ

8.1 Ішкі күштерді анықтау

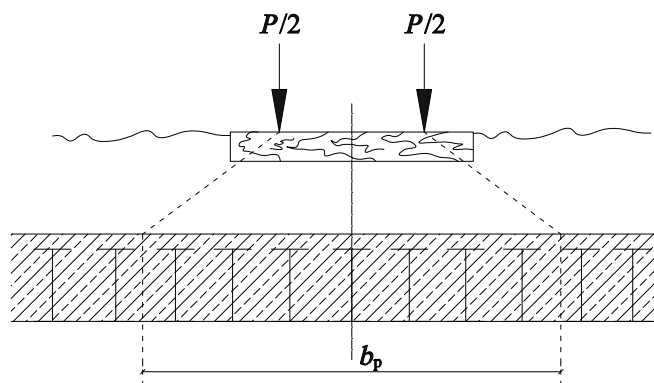
8.1.1 Арқалық төсемдердің контруктивті шешімдері осы құралдың А.3 –де келтірілген. Арқалық төсемдерді құрылыс және пайдалану кезеңінде көтергіш қабілет және пайдалану жарамдылығы бойынша есептеу керек. Екі кезең үшін аралық және тірек қималардағы бүгілу сәттерін және көлденең күштерді құрылыс механикасының жалпы ережелері бойынша анықтауға болады. Пайдалану кезеңінде ішкі күштер бетондағы жарықшақтың түзілуінен туындаған қайта таралуын ескерусіз серпімді есептің көмегімен анықталуы тиіс. Тілінбеген арқалық төсемдердегі тіректік иілім сәттерін анықтау кезінде көтеру қабілетінің шектік күйлері бойынша есептеулерде материалдың серпімді емес жұмысын есепке алуға жол беріледі. Бұл жағдайда болат арқалықтардың элементтері 1 класқа жатқызылуы тиіс, ал қайта таралу шамасы 15 %-дан аспауы тиіс.

8.1.2 Пайдалану кезеңінде ішкі күштерді анықтау кезінде көліктен аралыққа көлденең бағытта жүктеменің біркелкі емес таралу сипатын ескеру керек. Толтыру бетоны арқылы жүктелген арқалықтармен біріктірілген жүктелмеген көрші арқалықтарды бірлескен жұмысқа қосуды келесі есептеу әдістерінің көмегімен ескеруге болады:

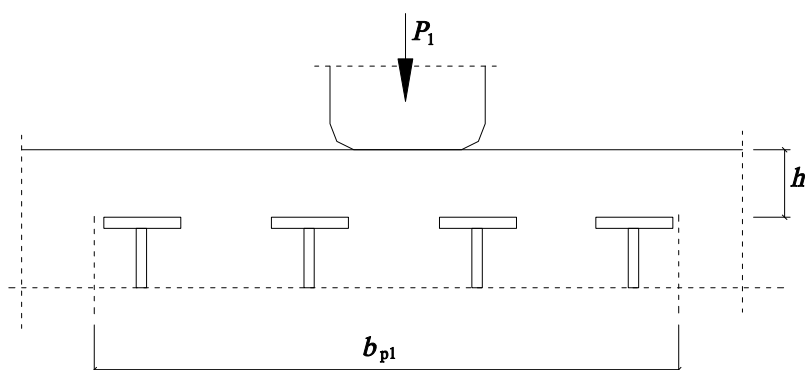
- біртұтас ортотропты плита ретінде арқалық төсемді моделдеумен;
- толтыру бетонын болат арқалықтар арасында орналасқан және майысу және бұралу кезінде бетонға балама болатын қаттылыққа иелік ететін қаттылықтың көлденең өзекті диафрагмалары түрінде моделдеумен; бұл жағдайда бетон толтырмасын майыстыру және бұрау кезіндегі қаттылық жарықшақсыз күйдегі қаттылығының 50 % құрауына жол беруге болады;
- арқалық төсемді осы құралдың 5-бөлімінде келтірілген болаттың және бетонның деформациялық сипаттамаларын пайдаланып, кеңістік жүйе ретінде түпкілікті элементтер әдісімен моделдеумен.

8.1.3 Балласт қабатымен теміржол көпірлеріне арналған практикалық есептеулерде P уақытша жылжымалы жүктемені b_p ені шегінде төсемнің арқалығына біркелкі бөлінген деп санауға болады (8.1-сурет). $L < 5,0$ м арқалық төсемінің аралығында мән $b_p = L$, бірақ $B > b_p > 3,5$ м. $L > 5,0$ м кезінде $b_p = B$, бірақ $b_p < 5$ м, мұнда B арқалық төсемнің ені болып табылады.

8.1.4 Автожол көпірлері үшін дөңгелектердің қысымынан келетін жергілікті жүктемені 8.2-суреттегі сызбаға сәйкес төсемнің арқалығына бөлуге болады. Мұнда бір дөңгелектен жүктеменің таралу ені b_{p1} арқалық төсемнің L аралығына байланысты: $L = 3,5$ м - $b_{p1} = 2,0$ м, $L = 6,0$ м - $b_{p1} = 3,75$ м, $L = 10,0$ м - $b_{p1} = 4,5$ м және $L = 16,0$ м - $b_{p1} = 5,0$ м. Аралық мәндер үшін интерполяцияны пайдалану керек. Егер арқалық төсемнің B енінде $c_i < b_{p1}$ кадаммен біреуден асатын автомобиль дөңгелегі болатын болса, онда дөңгелектерден келетін шоғырланған жүктемелердің таралуының жалпы енін $b_{p2} = b_{p1} + \sum c_i$ тең қабылдау керек.



8.1-сурет – Аркалық төсемге балласт сеппесі арқылы теміржол құрамынан жүктеменің таралуы [11]



8.2-сурет – Төсемнің болат аркалықтарына автомобиль дөңгелегінен келетін жүктеменің таралуы [11]

8.2 Көтеру қабілетін тексеру

8.2.1 Құрылыс кезеңінде болат аркалықтарды ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1993-2:2006/2011 нормаларының талаптарына сәйкес әдеттегі металл конструкциялар ретінде беріктікке және тұрақтылыққа есептеу керек.

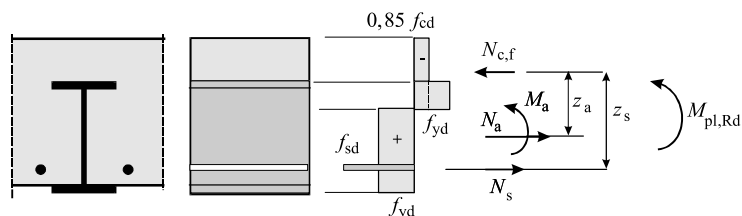
8.2.2 Пайдалану кезеңінде аркалық төсемді иілуге және көлденең жылжуға көтеру қабілеті бойынша тексеру қажет. Болат аркалықтарда бұрандалы және/немесе пісірілген қосылыстар болған жағдайда оларды сондай-ақ тозуға тексеру қажет.

8.2.3 [6.3.4(2)] Қиманың темірбетон бөлігімен қабылданатын көлденең күш келесі формуладан анықталады:

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd}), \quad (8.1)$$

мұнда $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$

z_s – 8.3-суретке сәйкес тең күштің ішкі иіні.



8.3-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 6.3.4(2)-т. сәйкес 1 немесе 2 класты арқалық төсемнің бөлігі үшін M_{Rd} кезінде кернеулердің таралуы

Болаттемірбетонды көлденең қиманың тік қозғалуға кедергісі $V_{pl,a,Rd}$ болат пішіннің кедергісі ретінде қабылдануы мүмкін. Егер арқалық төсеммен көлденең жылжу күшін қабылдауда темірбетон қима үлесінің шамасы орнатылған болса, онда арқалықтар арасында темірбетон қиманың тік қозғалуға кедергісі ҚР ҚН EN 1992 сәйкес тексерілуі тиіс.

8.2.4 M_{Rd} Иілу кезінде арқалық төсемнің есептік көтергіш қабілетін осы құралдың (8.1)-(8.3) формулалары бойынша анықтау керек. Бұл жағдайда тілінбеген арқалық төсемдердің тіректік қималары үшін болат пішіндердің төменгі ішінара бетондалған қысылған сөресі 8.1-кестенің деректеріне сәйкес жіктелуі тиіс, ал 3-класты пішіндердің қабырғасы оның толық бетондалуында ішінара 2-класқа есептелуі мүмкін.

8.1-кесте – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 5.5.3-т. сәйкес арқалықтардың болат сөрелері үшін c/t максималды мәндері

<div> <div>Прокатты арқалық</div> <div>Дәнекерленген арқалық</div> </div>			Кернеулердің таралуы
Класс	Тип	c/t	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, мұнда f_y МПа
1	Прокаттық немесе дәнекерленген	$c/t \leq 9\varepsilon$	
2		$c/t \leq 14\varepsilon$	
3		$c/t \leq 20\varepsilon$	

8.2.5 1 және 2 класты көлденең қималар үшін M_{Rd} иілім кезіндегі тіреу қабілетін анықтау кезінде $(1 - \rho)f_{yd}$ шамаға болаттың есептік кедергісін азайту арқылы көлденең қозғалу әсерін ескеру қажет, мұнда параметр ρ 6.4-формула бойынша анықталады.

8.3 Пайдалану жарамдылығы бойынша тексеру

8.3.1 [5.4.2.9(7)] Арқалық төсемдерді деформациялануға, бетонда жарықшақтың

түзілуіне және динамикалық қаттылыққа тексеру керек. Иілімді және динамикалық сипаттамаларды тексеру кезінде болаттемірбетонды қиманың иілу қаттылығы келесі формуладан анықталады:

$$E_a I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot (E_a I_1 + E_a I_2), \quad (8.2)$$

мұнда I_1 – созылған бетонның жарықшақ түзуін ескермей анықталатын болаттың пайдалы балама қимасының таза ауданының инерция моменті;

I_2 – созылған бетонды ескермей, бірақ арматуралауды ескере отырып анықталатын, болатқа келтірілген болаттемірбетонды қима ауданының инерция моменті.

8.3.2 Бетонның шөгуі, сонымен қатар иілімдерді анықтау кезінде температуралық әсерлердің ықпалы балласт жастығынсыз теміржол көпірлерді қоспағанда ескерілмеуі мүмкін.

8.3.3 [7.5.3(1)] Жол берілетін мәндерге дейін жарықшақтардың ашылу енін шектеуге арматуралық өзектердің диаметрі және қадамы есебінен қол жеткізіле алады. Бір болат арқалыққа $A_{s,\min}$ бойлық жоғарғы арматура қимасының минималды ауданын келесі формуладан анықтау керек:

$$A_{s,\min} \geq 0,01 \cdot A_{c,\text{eff}} \quad (8.3)$$

мұнда $A_{c,\text{eff}} = s_w c_{st} \leq s_w d_{\text{ef}}$ – бетонның тиімді ауданы;

$d_{\text{ef}} = c + 7,5d_s$ – бетонның тиімді қалыңдығы;

d_s – $10 \text{ мм} \leq d_s \leq 16 \text{ мм}$ шегінде тағайындалатын бойлық арматураның диаметрі;

c , c_{st} – бойлық арматура үшін бетонның қорғаныстық қабаты (осы құралдың А.26-суреті);

s_w – төсемнің болат арқалықтары арасындағы арақашықтық (А.26-сурет).

Бойлық арматураның s арматуралық өзектердің қадамы $100 \text{ мм} \leq s \leq 150 \text{ мм}$ шегінде болуы тиіс.

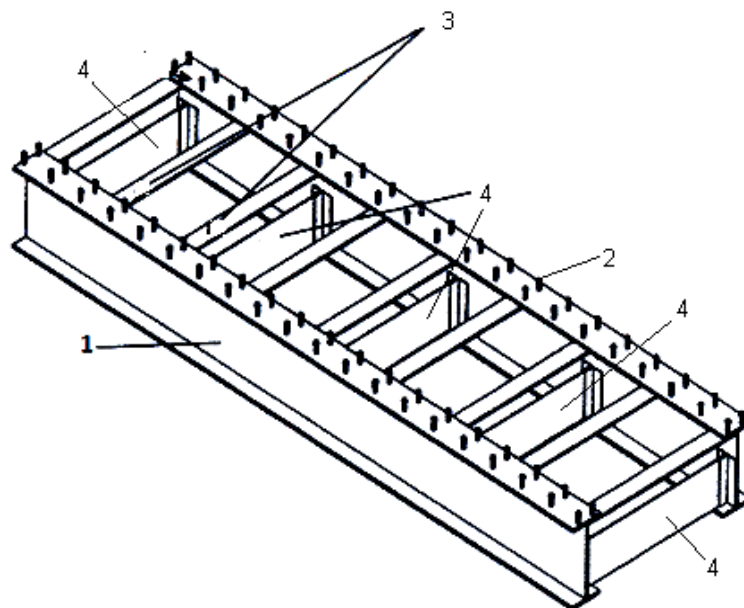
А қосымшасы
(ақпараттық)

Заманауи болаттемірбетонды көпірлерінің конструктивті шешімдері мен элементтері

А.1 Қоставрлы және таврлы қималардың металл арқалықтарымен аралық құрылымдар

Көпірлердің барлық конструктивті элементтерінің ішінде аралық құрылымдар әлдеқайда материал сыйымды болып табылады. Аралық құрылымдардың болат элементтері ретінде көлденең оське қатысты симметриялық емес қимамен дәнекерленген қоставрлар тиімдірек болып табылады.

А.1-суретте болат арқалық аралық құрылым берілген, конструктивті сызбаны жабылатын аралықтың шамасына, көпірдің еніне және әсер ететін жүктемелерге байланысты таңдау керек.



1 – басты көпірлік арқалықтар, 2 – жалғастырғыш анкерлік өзектер, 3 – төсемнің тірелуіне арналған көлденең арқалықтар, 4 – көлденең байланыстырғыш арқалықтар

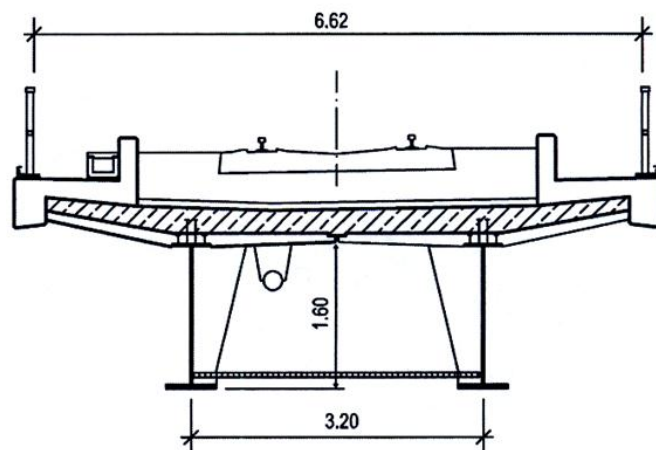
А.1-сурет – Арқалық көпірлердің болат аралық құрылымының конструктивті шешімі

Болат арқалықтар қимасының биіктігі олардың статикалық сызбасына, болаттың маркасына, жүктеу сипатына және салу технологиясына байланысты. Автожол көпірлерінде тілімденген арқалықтар қимасының биіктігін аралық шамасының $1/15 - 1/25$ шегінде, теміржол көпірлерінде 40 - 60 м аралық құрылымының ұзындығында $1/10 - 1/16$ аралық ұзындығында тағайындау керек. Ұзындығы 50 – 80 м тілінбеген арқалықтарда қиманың биіктігін $1/20 - 1/25$ аралыққа тең қабылдау керек. Ұзындығы бойынша

ауыспалы қималар кезінде тірек үстіндегі тілінбеген арқалықтардың биіктігі аралықтың $1/15 - 1/25$ болып қабылданады, ал орташа учаскелерде аралықтың $1/25 - 1/60$ болып қабылданады.

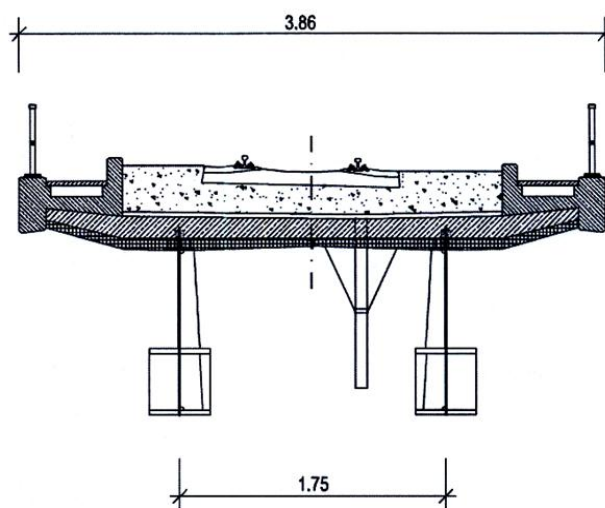
Орташа және үлкен аралықтар кезінде (40-60 м және одан асатын) болаттемірбетонды аралық құрылымдарды негізгі екі металл арқалықтардан орындау керек, бұл конструкцияларды оңтайлы түрде жобалаудың негізгі ұстанымына сәйкес келеді: «материалдың шоғырлануы» (А.2 және А.3-суреттер). Негізгі арқалықтар арасындағы арақашықтықты жүретін бөлік және тротуар габаритінің еніне байланысты орнату керек.

Өлшемдері, м



А.2-сурет – Симметриялы емес қоставрлы қиманың дәнекерлеу арқалықтарында тұтас құймалы темірбетон плитамен қос арқалықты теміржол көпірінің аралық қимасы [13]

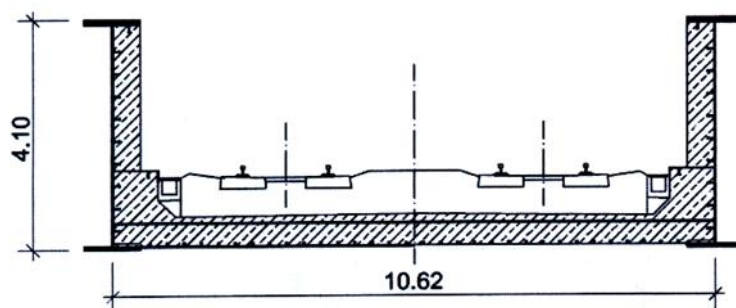
Өлшемдері, м



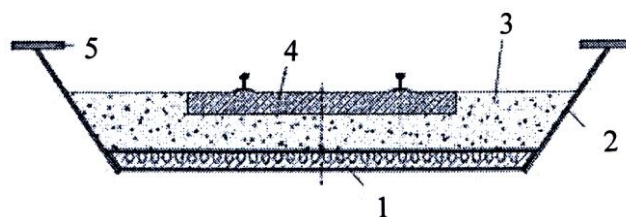
А.3-сурет – Дамыған төменгі белдікпен металл арқалықтарда тұтас құймалы темірбетон плитамен екі арқалықты теміржол көпірінің аралық қимасы [13]

Аралыққа көлденең бағытта иілім қаттылығын ұлғайту үшін аралық құрылымдардың астау текті қималары пайдаланылуы мүмкін (А.4 және А.5-суреттер).

Өлшемдері, м



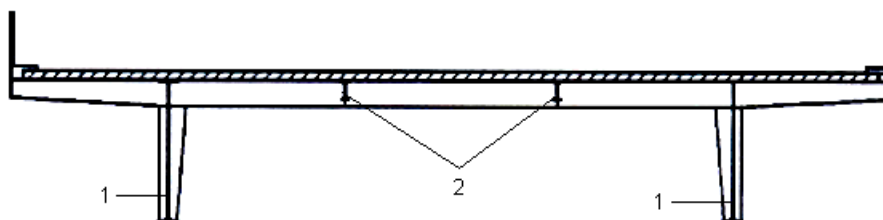
А.4-сурет – Төменгі болаттемірбетонды плитамен және болаттемірбетонды арқалықтармен 40м аралықпен қос жолды теміржол көпірінің аралық бөлігінің астау тектес болаттемірбетонды конструкциясы [13]



1 – болаттемірбетонды плита, 2 – металл қабырға, 3 – балласт жастығы,
4 – рельс астындағы темірбетон плита, 5 – жоғарғы болат белдік

А.5-сурет – Төменгі болаттемірбетонды плитамен бір жолды теміржол көпірінің аралық бөлігінің астау тектес болаттемірбетонды конструкциясы [14]

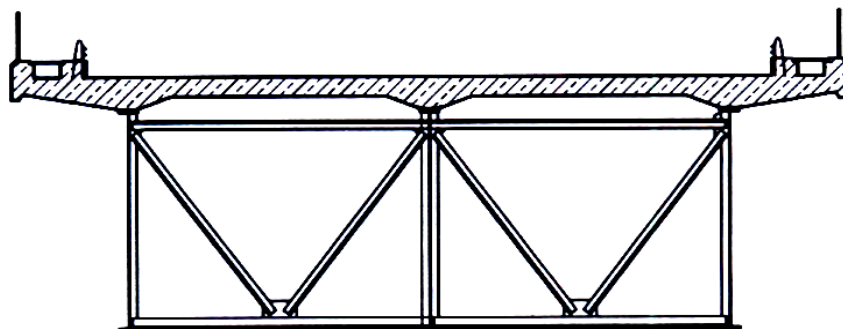
Жүргінші бөліктің темірбетон плитасының аралықтарын азайту үшін басты арқалықтар арасына көлденең арқалықтарға тірелетін аралық бойлық сырғауылдарды орнату керек (А.6-сурет).



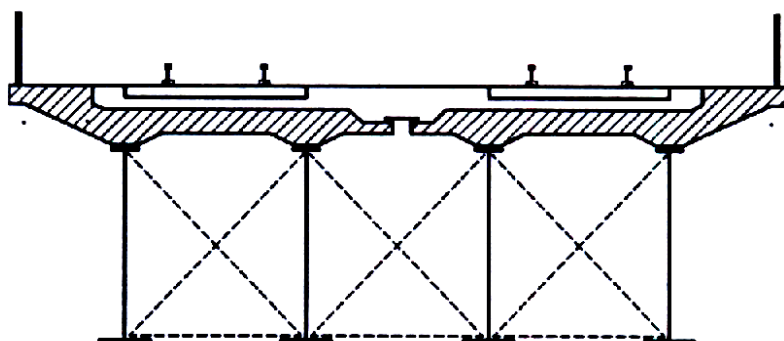
1 – бас арқалықтар, 2 – аралық сырғауылдар

А.6-сурет – Аралық бойлық сырғауылдармен екі арқалықты автожол көпірінің аралық қимасы [7]

Шағын аралықтар кезінде (40 м дейін) бас арқалықтардың үлкен санын бір-біріне кішігірім арақашықтықта орналастыру керек, бұл жүргінші бөлік плиталарының қосымша сырғауылдарсыз бас арқалықтардың жоғарғы белдіктеріне тікелей тірелуін қамтамасыз етеді (А.7, А.8 және А.9-суреттер).

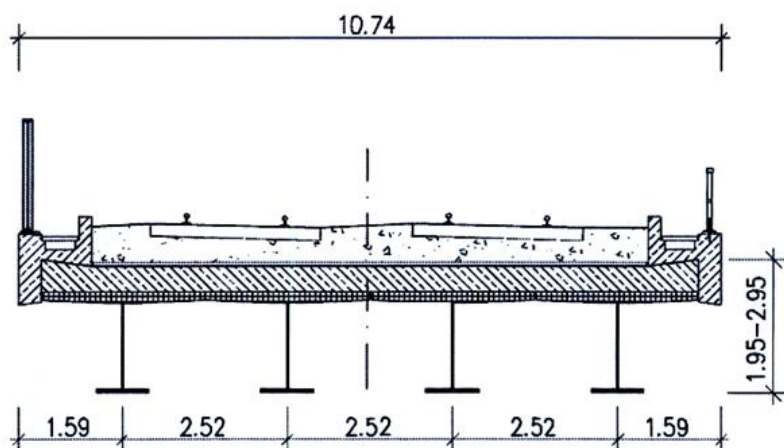


А.7-сурет – Үш арқалықты автожол көпірінің аралық қимасы [7]



А.8-сурет – Төрт арқалықты теміржол көпірінің аралық қимасы [7]

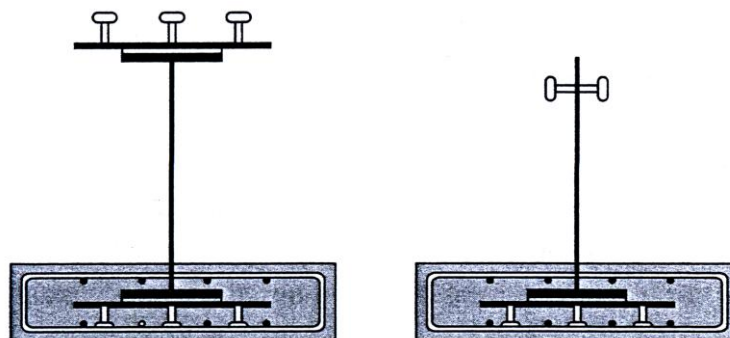
Өлшемдері, м



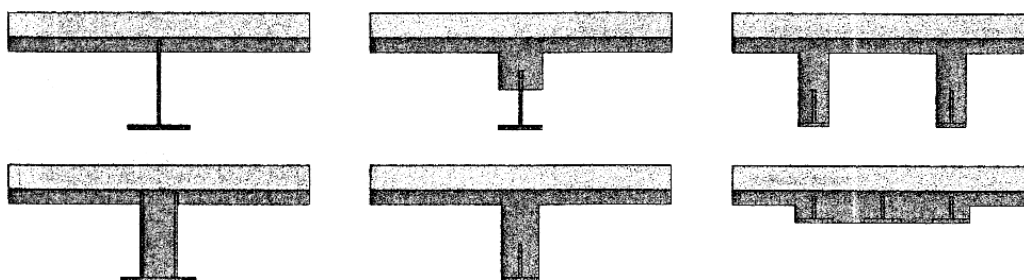
А.9-сурет – Төрт арқалықты теміржол көпірінің көлденең қимасы [13]

Еуропалық тәжірибеде зауытта дайындалған болаттемірбетонды элементтерден тұратын кішігірім аралықтағы құрама көпірлер таралған (А.10-сурет). Соңғылары көбінесе жүру полотносының қабаты бекітілген темірбетон плитамен біріктірілген таврлық қиманың металл арқалықтарын қамтиды (А.11-сурет). Бетонды таврлық қиманың болат арқалықтарымен біріктіру арқалықтардың қабырғаларында түзілген тарақтың көмегімен

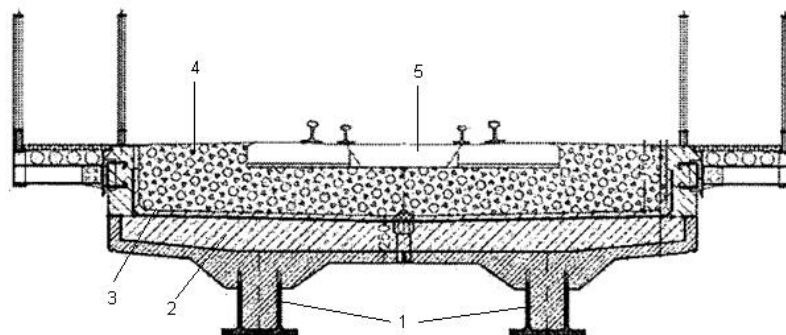
жүзеге асырылады (А.50-сурет). Құрама болаттемірбетонды аркалықтарды қолдана отырып көпірлерді іске асыру мысалдары А.12 және А.13-суреттерінде келтірілген.



А.10-сурет – Preflex фирмасының зауытта дайындалған көпірлік болаттемірбетонды аркалықтарының қималары [10]

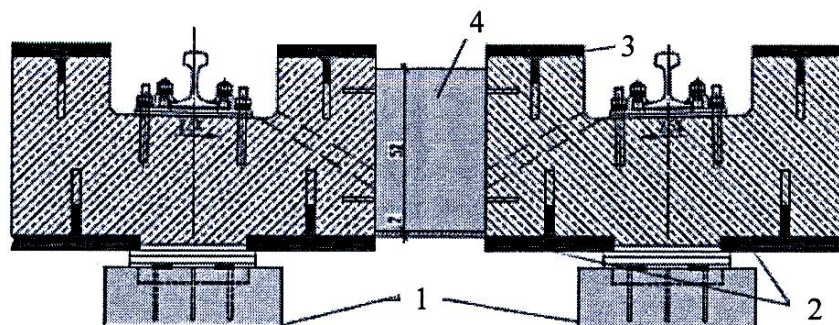


А.11-сурет – Металл таврлармен құрама болаттемірбетонды көпірлік аркалықтардың көлденең қималарының түрлері [20]



- 1 – Астау тәрізді металл аркалықтармен құрама болаттемірбетонды элементтер,
- 2 – құрама аркалықтармен біріктірілген тұтас құймалы темір бетон плита,
- 3 – гидрооқшаулық, 4 – қиыршық тасты балласт, 5 - шпалдар

А.12-сурет – Таврлы металл Аркалықтармен құрама теміржол көпірінің көлденең қимасы [21]



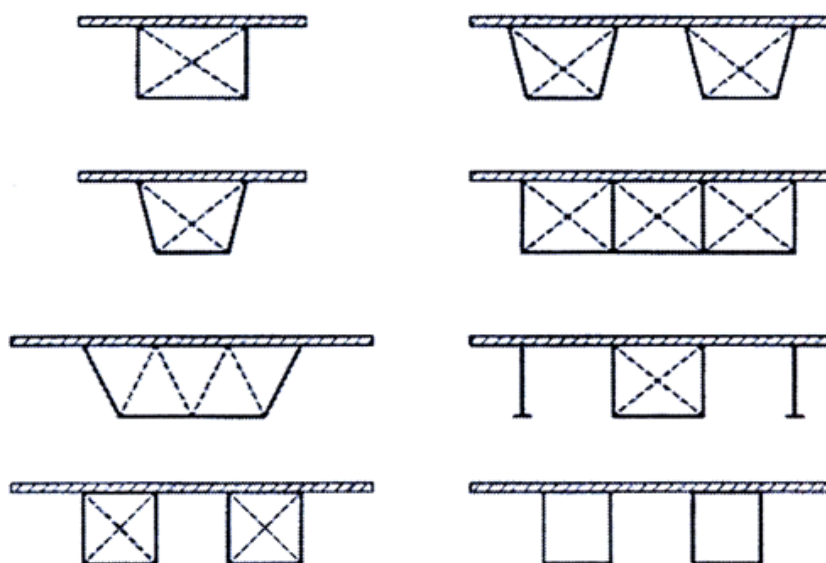
1 – тіректер, 2,3 - қабырғада түзілген тарақпен болат таврлар, 4 – жалғастырғыш бетон кірістірме

А.13-сурет – Теміржол көпірінің құрама болаттемірбетонды аралық құрылымының тірек учаскесі [15]

А.2 Астау тәрізді және қорапты қималардың металл арқалықтарымен аралық құрылымдар

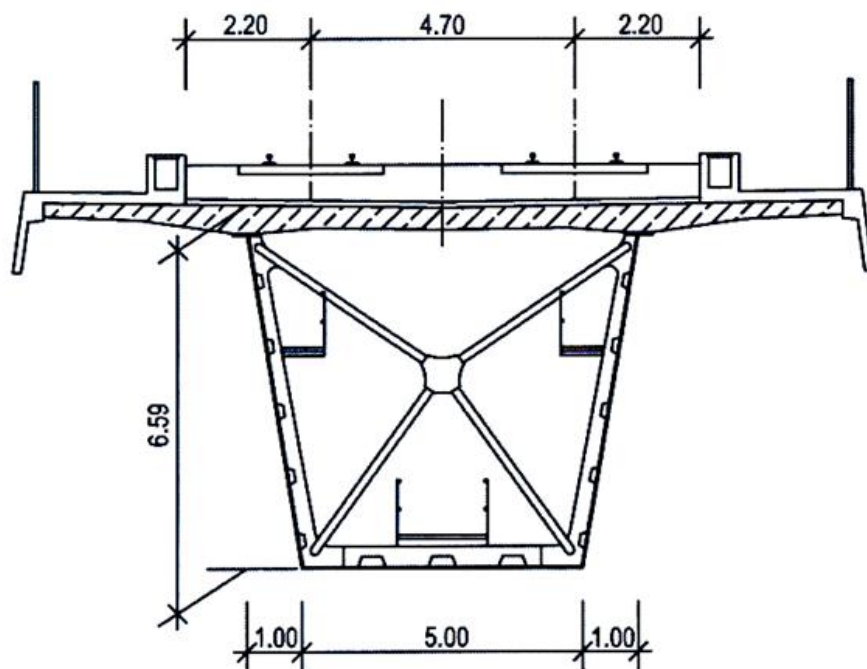
Үлкен аралықты көпірлерде тік және еністі қабырғалармен астау тәрізді және қорапты қималардың болат қорапты арқалықтарын қолдану керек (А.14-сурет). 60 м-ден 200 м дейінгі аралық ұзындығында осындай көпірлер басқа типтегі көпірлерге қарағанда болаттың шығыны және құны бойынша әлдеқайда тиімді. Осындай қималардың конструкциялық формасы аралық құрылым иілімге ғана емес, сондай-ақ бұралуға жұмыс істейтін уақытша тік жүктеменің эксцентрілік қосымшасының шарттарында көпірлердің жұмысын толық қанағаттандырады.

Астау тәрізді болат арқалықтармен көпірлердің аралық құрылымдарының конструктивті шешімдерінің мысалдары А.15 – А.18-суреттерде келтірілген.



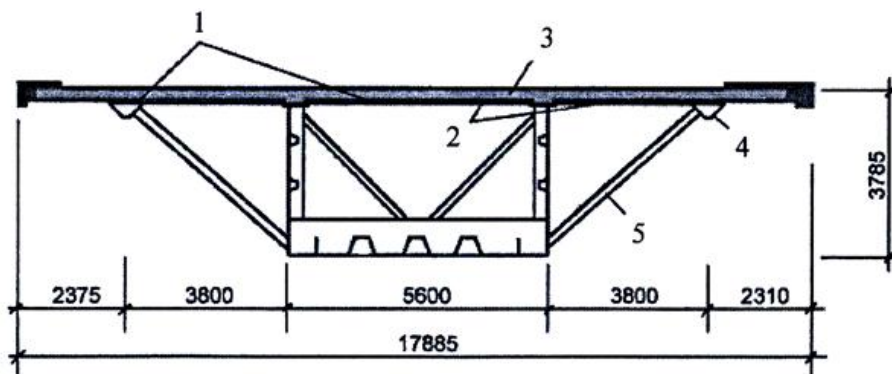
А.14-сурет – Қорап қималы болат конструкциялармен болаттемірбетонды аралық құрылымдар [7]

Өлшемдері, м



А.15-сурет – Жоғарғы темірбетон плитамен біріктірілген астау тәрізді болат арқалықпен теміржол көпірінің аралық қимасы [13]

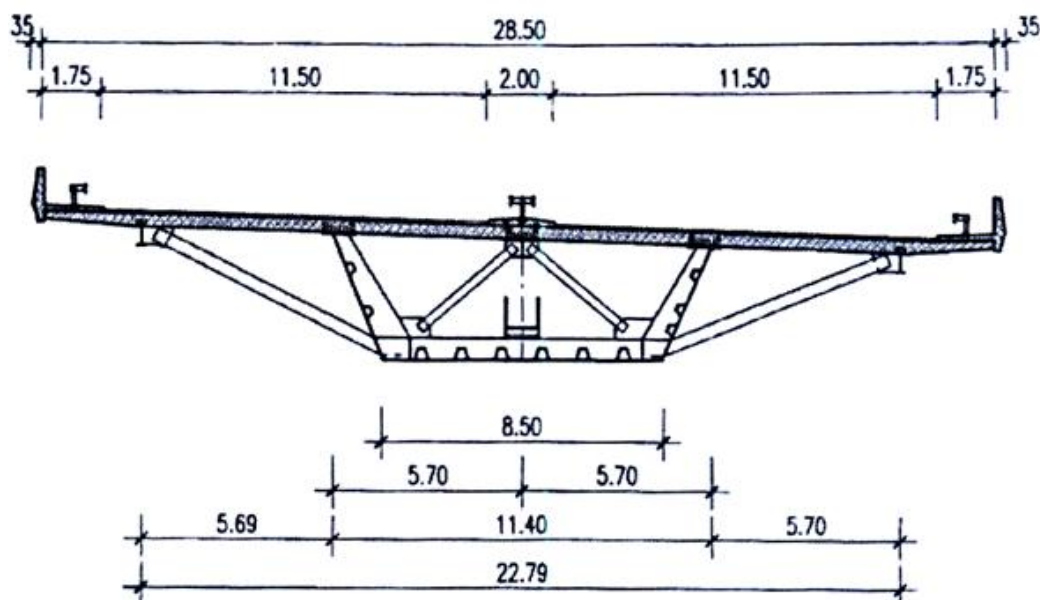
Өлшемдері, мм



1 – болат табак, 2 – біріктіргіш анкерлер, 3 – тұтас құймалы бетон, 4 – болат белдік, 5 - тіреуіштер

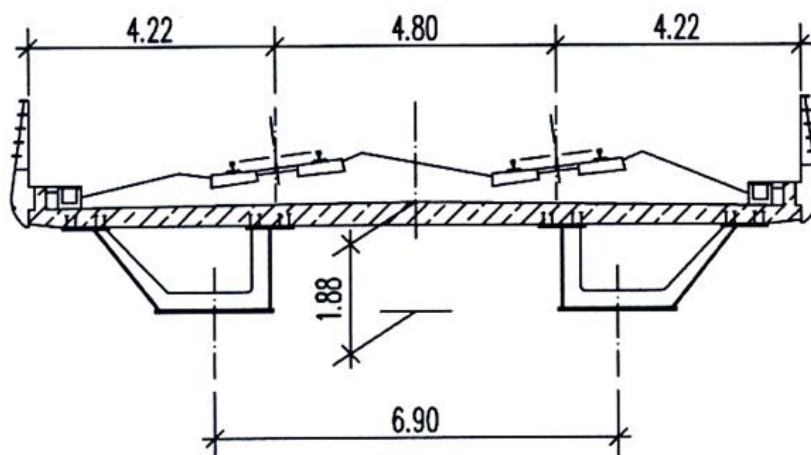
А.16-сурет – Астау тәрізді болат арқалықпен және болат бетон төсеммен автожол көпірінің көлденең қималары [16]

Өлшемдері, м



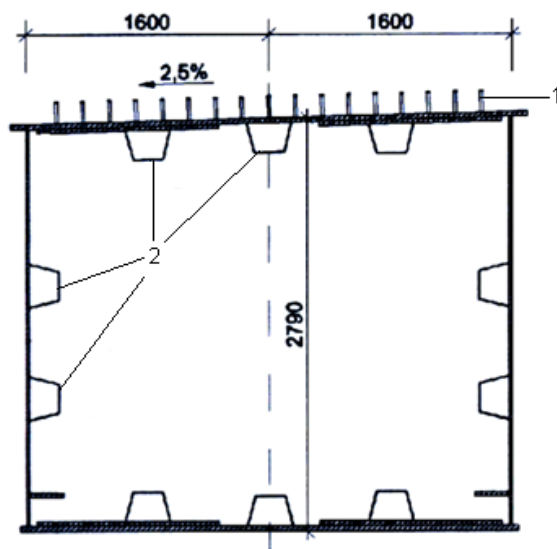
А.17-сурет – Темірбетон плитамен біріктірілген астау тәрізді болат арқалықпен автожол көпірінің көлденең қималары [16]

Өлшемдері, м



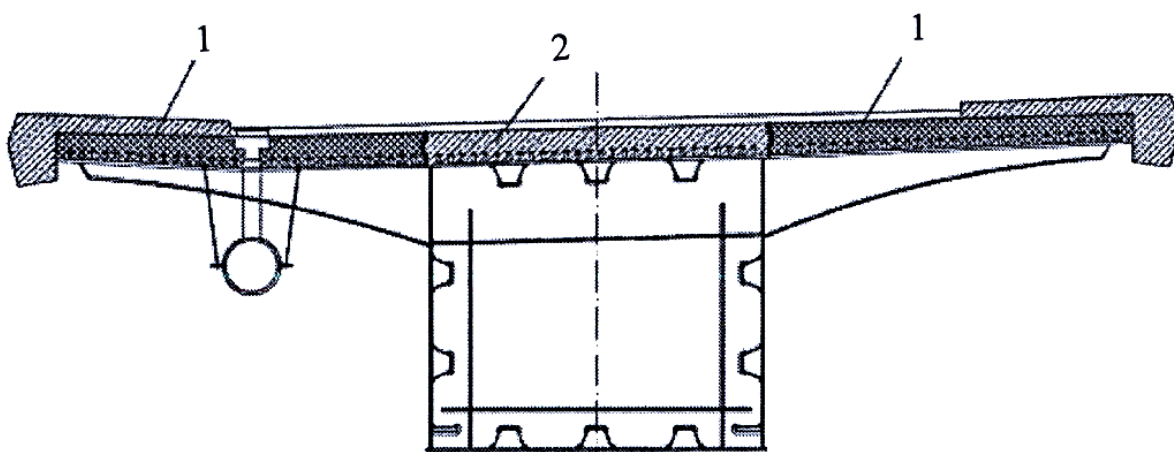
А.18-сурет – Астау тәрізді қиманың металл арқалықтарымен жоспардағы қисық трассаға екі жолды теміржол көпірінің аралық құрылымы [13]

Қорапты болат арқалықтарды (А.19-сурет) олардың майысуға және әсіресе бұралуға қаттылығына қойылатын жоғары талаптар жағдайында қолдану керек. Соңғысы әсіресе жоспардағы қисық трассаларға орнатылатын көпірлер үшін тән. Қорапты арқалықтарды қолданумен көпірлердің аралық құрылымдарының конструктивті шешімдерінің мысалдары А.20 және А.21-суреттерде келтірілген.



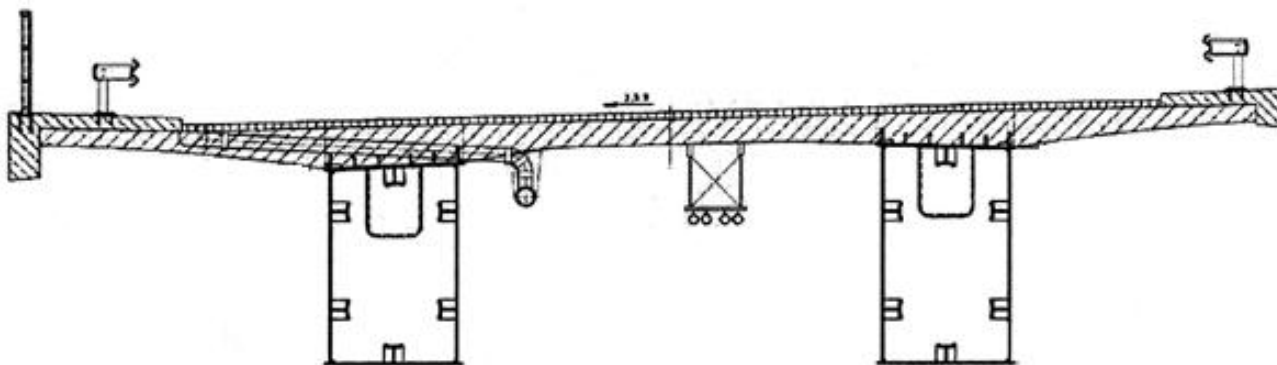
1- біріктіретін анкерлер, 2 – бойлық қаттылық қырлары

А.19-сурет – Жоғарғы белдікке дәнекерленген, біріктіргіш анкерлермен болат көпір арқалықтың қорапты қимасы [18]



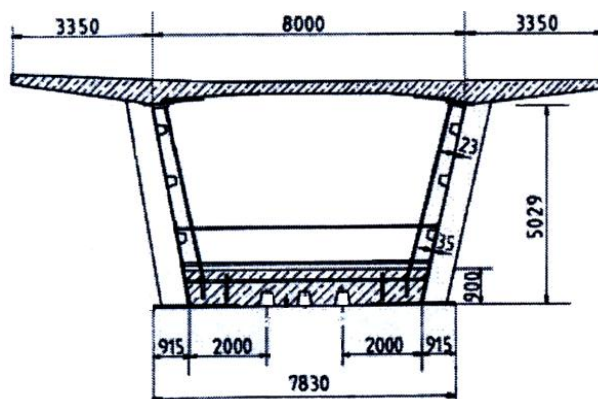
1 – тұтас құймалы бетон, 2 –құрама болат бетон арқалық

А.20-сурет – Қорапты қиманың болат арқалығымен арқалықты автожол көпірінің көлденең қималары [18]



А.21-сурет – Қорапты қиманың металл арқалықтарымен автожол көпірінің аралық құрылымы [19]

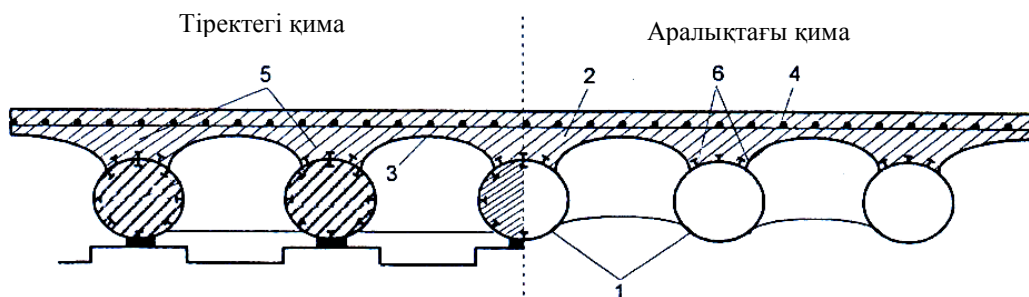
Үлкен аралықты тілінбеген көпірлерде тірек аймағындағы аралық құрылымдардың майысуға жұмыс істеуіне төменгі темірбетон плита қосылуы мүмкін (А.22-сурет). Төменгі белдіктердің қысылуға жұмыс істеуге қосылуынан басқа, темірбетон плита тік жазықтықтан олардың тұрақтылығын қамтамасыз етеді.



Өлшемдері,, мм

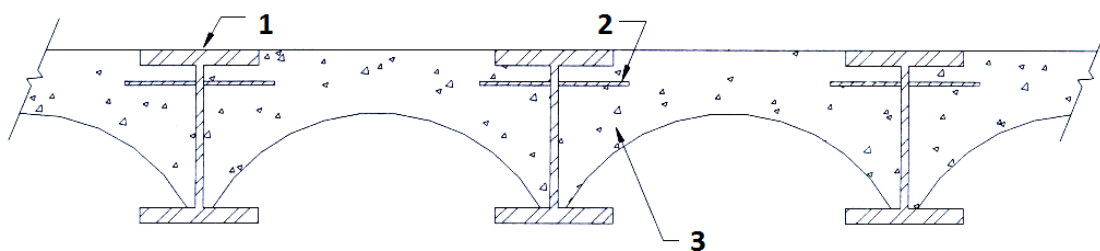
А.22-сурет – Жоғарғы және төменгі темірбетон плиталармен біріктірілген астау тәрізді болат арқалықпен автожол көпірінің тірек бөлігінің қимасы [12]

А.23-суретте шағын және орта аралықты автожол көпірлері үшін тұйық контурдың болаттемірбетонды аралық құрылымының конструктивті-технологиялық шешімі келтірілген. Аралық құрылым сыртқы жұмыс арматурасы ретінде қолдану барысында пайдаланылатын металл табак табандықта орындалған, жүргінші бөліктің темірбетон тоғыспа плитасынан және құбырлы қиманың бас арқалықтарынан тұрады. Құбырлардың қымбат болуы себепті осындай көпірлерге деген артықшылықты прокатты қос таврларға беру керек (А.24-сурет).



- 1 – болат құбыр, 2 – темірбетон тоғыспалы плита, 3 – металл табак табандық,
4 – арматура, 5 – бетон, 6 – анкерлік өзектер

А.23-сурет – Болат құбырлы арқалықтармен арқалықты автожол көпірінің көлденең қималары [1]

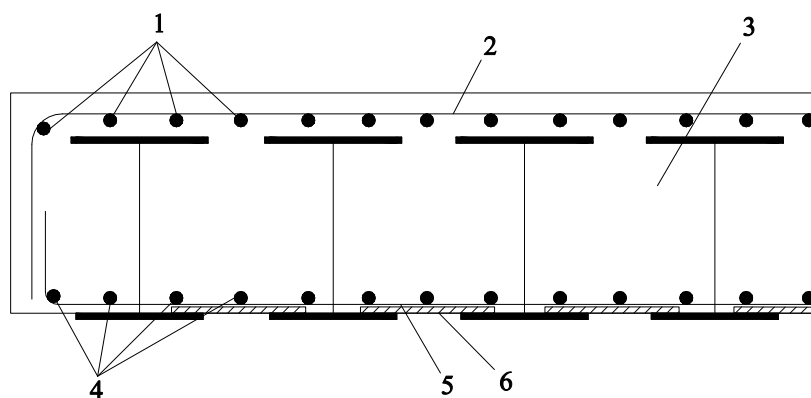


- 1 – болат арқалықтар, 2 – икемді арматура түріндегі жалғағыш элементтер, 3 - бетон

А.24-сурет – Аралық арқалықтар арасында толымсыз бетон толтырмасымен арқалықты автожол көпірінің көлденең қимасы [18]

А.3 Арқалықты төсемдер

Арқалықты төсемдерді төменгі сөрелері плиталардың төменгі шетімен үйлескен металл арқалықтармен болаттемірбетонды плита түрінде жобалау керек(А.25-сурет).



- 1 – жоғарғы бойлық арматура, 2 – жоғарғы көлденең арматура, 3 – бетон, 4 – төменгі бойлық арматура, 5 – төменгі көлденең арматура, 6 - қалып

А.25-сурет –Толық бетон толтырмамен көпірлік болаттемірбетонды арқалықты төсемнің көлденең қимасы [11]

Арқалық төсемдерді бас көпірлік арқалықтарға немесе бір мезгілде бас арқалықтарға және бойлық сырғауылдарға немесе тек көлденең арқалықтарға тіреу керек.

Арқалықты төсемдер келесі конструкциялық және технологиялық талаптарға жауап беруі тиіс (А.26-сурет):

- болат арқалықтардың номинал биіктігі h $210 \text{ мм} \leq h \leq 1100 \text{ мм}$ шегінде болуы тиіс;
- болат арқалықтар қабырғаларының s_w қадамы $h/3 + 600 \text{ мм}$ және 750 мм мәндерінің азынан аспауы тиіс;

- болат арқалықтардың үстіндегі қорғаныстық қабаттың қалыңдығы c_{st} келесі шарттардан белгіленуі тиіс: $c_{st} \geq 70 \text{ мм}$, $c_{st} \leq 150 \text{ мм}$, $c_{st} \leq h/3$, $c_{st} \leq x_{p1} - t_f$,

мұнда x_{p1} – оң иілу моменті үшін икемді кезеңдегі бейтарап ось пен қысылған бетонның шеткі фибралары арасындағы арақашықтық,

t_f – болат сөренің қалыңдығы,

- бүйір шеттегі бетонның қорғаныстық қабатының қалыңдығы болат сөренің жиегінен кем дегенде 80 мм болуы тиіс;

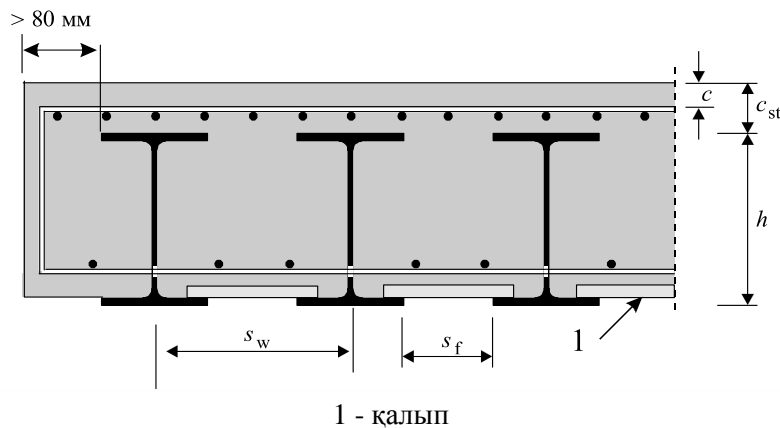
- болат арқалықтардың жоғарғы сөрелері арасындағы s_f арақашықтық 150 мм кем болмауы тиіс;

- болат арқалықтың төменгі сөресінің төменгі беті бетондалмауы тиіс;

- төменгі көлденең арматура болат арқалықтардың қабырғаларында бұрғылап тесілген саңылаулар арқылы өтуі және шеткі арқалықтардың шегінен тыс анкерленуі тиіс. Арматураның диаметрі 16 мм -ден кем болмауы тиіс, ал қадам 300 мм -ден аспауы тиіс;

- болат арқалықтардың төменгі беті, жоғарғы беттері және төменгі сөрелерінің жиектері тоттанудан қорғалуы тиіс.

Одан басқа, болат арқалықтар жоспарда қисық болмауы тиіс, ал қиғаштық бұрышы 30° аспауы тиіс.



А.26-сурет – Арқалық төсем қимасының геометриялық параметрлері
[ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 6.3.1-г.]

А.4 Темірбетон плиталар

Жүргінші бөліктің темірбетон плиталарын жобалау кезінде келесі параметрлерді ескеру керек [5]:

- көлденең қима конструкциясының типі (жазық тоғыспалар түрінде, төменгі және

жоғарғы бойлық қырлармен, қырларсыз жалпақ плита және т.б.);

- материалдың түрі (болатты пайдаланумен ауыр және жеңіл бетоннан, полимербетоннан және фибробетоннан);

- есептік-конструктивті сызба (арқалықтық – тілінген, тілінбеген, консольдық; арка тәрізді; бір және көп аралықты, контур бойынша тірелген; қатты, топсалы, серпімді икемді тіректерде; бас және көлденең арқалықтарға сүйемелдеумен, сырғауылдар; керетін және кермейтін);

- конструктивті -технологиялық сызба және блоктарға бөлу тәсілі (тұтас құймалы, құрама – бойлық, көлденең және бойлық-көлденең бөлумен, құрама-тұтас құймалы);

- конструкция құрылымы (қалыңдығы бойынша бір қабатты және қос қабатты, үш қабатты композитті плита);

- арматуралау типі (әдеттегі өзекті бойлық-көлденең арматура, жалпақ табақты сыртқы арматура, профилденген төсем, алдын ала кернеуленген арматура, дисперсті арматуралау);

- көлденең түйіспе конструкция (тұтас құймалы арматуралық жеңсырықтармен, қатты төсеме бөлшектермен, тұтас құймалы сыналармен);

- қалып типі (алынбалы және алынбайтын, металл, ағаш және композитті материалдардан);

- бас арқалықтармен біріктіру тәсілі (қатты және икемді байланыстырғыштар арқылы).

Жүргінші бөліктің плитасына қойылатын негізгі конструкциялық және технологиялық талаптар болаттемірбетонды аралық құрылымның құрамында оның тағайындалуымен анықталуы тиіс және қамтамасыз етуге жатқызылады [5]:

- жалпы және жергілікті стационарлы емес уақытша жүктемелер кезінде жұмыстың жеткілікті түрдегі беріктігі, қаттылығы және сенімділігі;

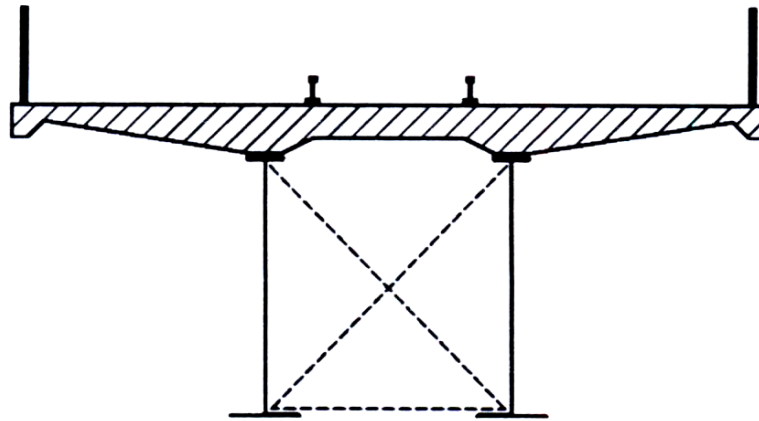
- плитаның қимасы және оның үнемділігі бойынша материалдың таралу тиімділігі;

- плиталар түйіспелерінің қаттылығы және су өткізбеуі, кернеулердің шоғырлану аймақтарының болмауы, қысқыш, опырғыш және созғыш кернеулерді қабылдау қабілеті;

- көлік қозғалысының бір қалыптылығы және қауіпсіздігі;

- барлық құрылымды сыртқы ортаның әсерінен қорғау.

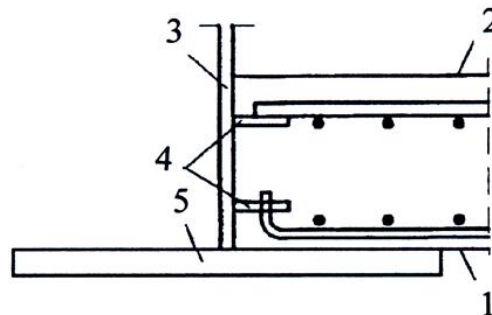
Болаттемірбетонды аралық құрылымдардың конструкцияларында бойлық қаттылық қырларымен, бойлық және көлденең немесе тек көлденең қырлармен жалпақ немесе қырлы тұтас құймалы темірбетон плиталарды қолдану керек. Бойлық қырлардың (доғалқиыстардың) өлшемдерін плитаны бас арқалықтармен сенімді біріктіру, жергілікті уақытша жүктемеден теріс иілу моменттерін қабылдауды қамтамасыз ету шарттарынан шығара келе, сонымен қатар біріктірілген қиманың жұмыс биіктігін ұлғайту және жүргінші бөліктің көлденең еңісін жайғастыру қажеттілігімен байланысты белгілеу қажет (А.27-сурет).



А.27-сурет – Бір жолды теміржол көпірінің айнымалы қимасының темірбетон плитасы [7]

Тілінбеген аралық құрылымдарда теріс тіреуіш иілу моменттерінің әсерінен қысу күштеріні қабылдау үшін темірбетон плиталар сонымен қатар болат конструкциялардың төменгі белдіктерімен біріктірілуі мүмкін (А.28-сурет).

Құрама темірбетонды дайындау бойынша дамыған өндірістік база болған жағдайда зауытта дайындалған плиталарды қолдану керек. Металл арқалықтармен біріктіру тәсіліне байланысты соңғылары біртұтас немесе тесікті түрде дайындалуы мүмкін.

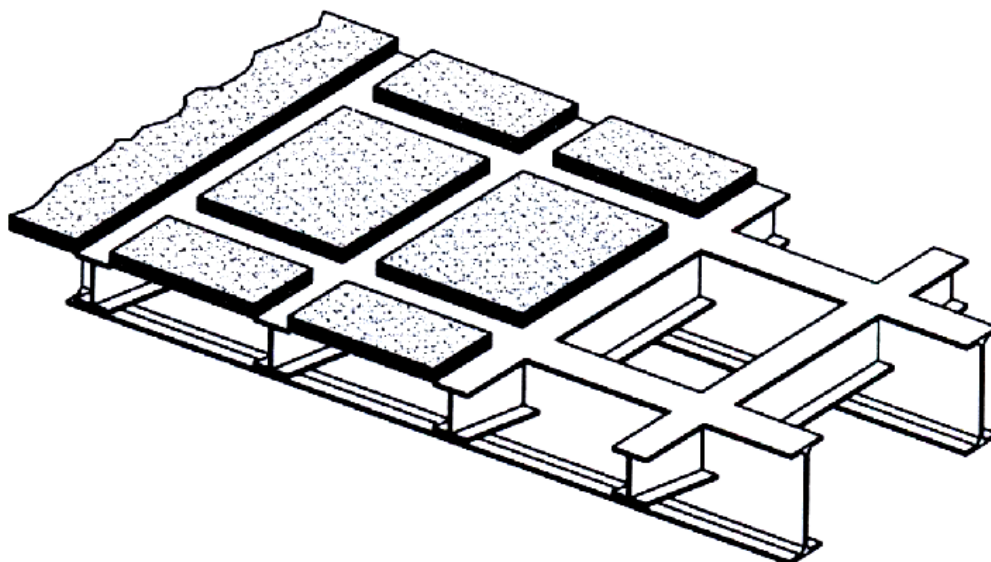


1 – темірбетон плитаның төменгі қыры, 2 – плитаның жоғарғы қыры, 3 – болат қос таврдың қабырғасы, 4 – біріктіргіш анкерлік өзектер, 5 – болат қос таврдың төменгі сөресі

А.28-сурет – Болат тілінбеген аралық арқалықтардың төменгі белдіктерімен біріктірілген темірбетон плита [18]

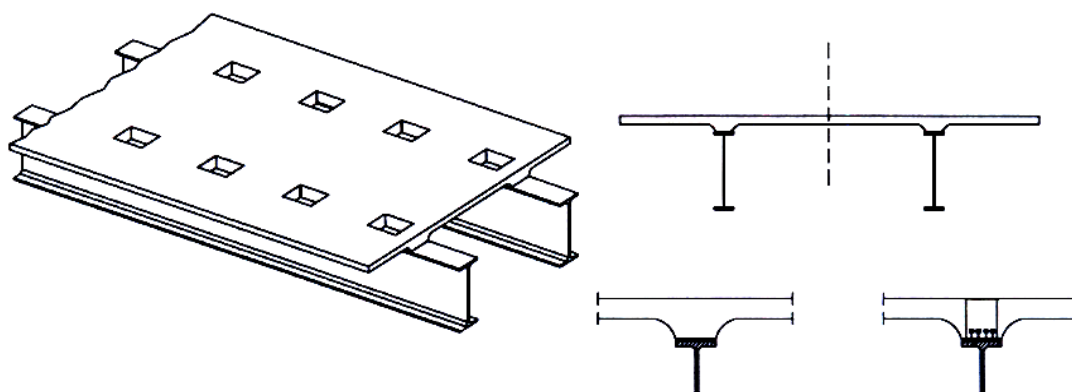
А.29-суретте дәнекерлеудің көмегімен көпірлік арқалықтардың жоғарғы белдіктерімен біріктірілген металл кірістірме бөлшектермен төсемнің біртұтас құрама темірбетон плиталарының конструкциялық-технологиялық шешімі келтірілген.

Тесікті плиталарда аралық болат арқалықтармен біріктіру мақсатында ойықтар түзілген (А.30-сурет). Біріктіруді жоғарғы белдікке алдын ала дәнекерленген қатты тіреуіштер арқылы жүзеге асыруға болады (А.42-сурет). Біріктіргіш бөлшектер ретінде қатты тіреуіштерді қолданған жағдайда олардың және ойықтардың қабырғалары арасындағы арақашықтық рұқсат етілген шектерді назарға ала отырып, толтыру бетонының толық тығыздануын ескеру үшін барлық бағытта жеткілікті болуы тиіс.



А.29-сурет – Дәнекерлеудің көмегімен басты және көлденең көпірлік арқалықтармен біріктірілген құрама темірбетон плиталар [7]

Құрама тесікті плиталарды металл арқалықтармен біріктіруді сонымен қатар цилиндр бастиекті анкерлік өзектердің көмегімен немесе кернелетін беріктігі жоғары бұрандалар арқылы жүзеге асыруға болады (А.46-сурет). Бетондаудың алдында плита арқылы беріктігі жоғары бұрандаларды өткізуге арналған саңылауға металл түтіктерді салуға кеңес беріледі, олар соңында бетонның сырғуынан беріктігі жоғары бұрандалардың тартылуын жоғалтуды азайтады.



А.30-сурет – Металл арқалықтардың үстіндегі доғалқиыстармен құрама темірбетон тесік плита [7]

Жүктеме түскен жүргінші бөлік плитасының әлдеқайда нақты жұмысын қамтамасыз ету мақсатында, мысалы шпонды түйіспемен біріктіріп II-тектес құрама блоктардан немесе арматуралық жеңсырықтардағы түйіспелермен екі қырлы таврлы блоктардан қырлы плиталарды қолдану керек.

Құрама плиталарды жобалау кезінде болат сөренің және құрама бетон элементтің рұқсат берілген шектерін ескеру қажет. ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 8.3(1)-т. сәйкес, егер құрама плиталар тұтас құймалы бетонмен өзара әрекеттесетін болса, олар бойлық және

көлденең бағытта үздіксіз жобалануы тиіс. Плиталар арасындағы жіктердің конструкциясы жазық параллель күштердің, сонымен қатар иілу моменттерін және жылжуларды қамтамасыз етуі тиіс. Егер жік ерітіндімен немесе желіммен толтырылатын болса және егер сынақтар үйлесетін беттердің жеткілікті түрде тығыз түйісетіндігін көрсетсе, жікке перпендикуляр болатын қысу түйіспелік қысымның есебінен беріле алады.

Арматуралық жеңсырықтардың көмегімен құрама плиталардың түйіспелері әлдеқайда сенімді болып табылады. Бұл жағдайда темірбетон плиталардың енін өзара біріктірілген плиталардың арматуралық жеңсырықтарының қосылу мүмкіндігін қамтамасыз ету үшін әлдеқайда қысқалау етіп дайындау керек. Арматуралық жеңсырықтарды айқастырып дәнекерлеп немесе сыммен бекітіп қосу қажет. Қосылатын плиталардың шетжақтары арасындағы кеңістікті бетон ерітіндімен толтыру керек.

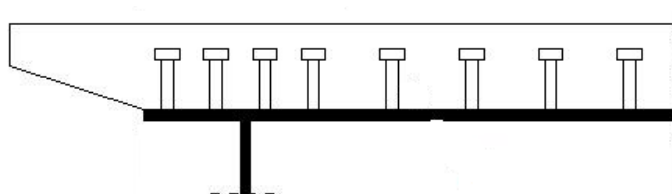
Болат арқалықтардың жоғарғы белдігінің үстіне монтаждық түйіспелердің бастырмалары және бұрандалардың бастиектері шығатындықтан, құрама плиталарды цемент-құм ерітіндінің тегістеуші қабатына – құймаға салу керек. Құйма болмаған жағдайда болат конструкциялар шектеріне қойылатын барлық арнайы талаптар анықталуы тиіс. Құймасыз құрама плиталардың астындағы болат сөре болат конструкцияның қалған бөлігі секілді тоттануға қарсы қорғанысқа ие болуы тиіс.

А.5 Болаттемірбетонды плиталар

Болаттемірбетонды плиталар құрылыс кезеңінде қалып ретінде пайдаланылатын, ал пайдалану кезеңінде созылған арматура ретінде пайдаланылатын болат табақ қаптамамен біріктірілген тұтас құймалы бетоннан тұратын қос қабатты конструкция болып табылады (А.31-сурет). Болаттемірбетонды плиталар көпірдің жүргінші бөлігінің конструкциялық элементі немесе астау тәрізді қиманың көпірлік арқалықтарының төменгі сөресі болуы мүмкін (А.4 және А.5-суреттер). Плита бір аралықты сызба бойынша немесе контур бойынша сырғауылдарға және арқалықтарға тірелуі тиіс.

Болат табақты бетонмен біріктіруді цилиндр бастиекті анкерлік өзектердің көмегімен жүзеге асыру керек. Соңғылары бойлық және көлденең бағыттарда жылжытқыш күштердің әрекеті кезінде олардың бірдей әрекет етуіне тексерілуі тиіс. Қозғалатын қосқыш элементтер тіреуші бас аралықты арқалықтардың қабырғалары үстінде шоғырландырылуы тиіс (А.31-сурет).

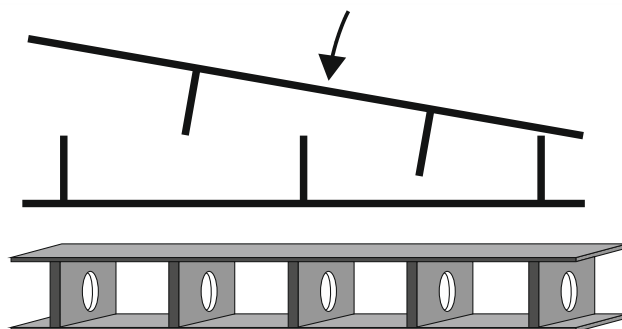
ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 9.4(5)-т. сәйкес, қорапты қиманың арқалықтарында қабырғадан төменгі бетон сөреге бойлық жылжу күшінің берілуін қамтамасыз ететін қозғалушы қосқыш элементтердің жалпы санының кем дегенде 50 %-ы қабырғаға және болат төменгі сөренің b_f ені шегінде бекітілуі тиіс. Бұл жағдайда қосқыш элементтер қорапты қиманың бұрыштарында шоғырлануы тиіс.



А.31-сурет –Төменгі табақ қаптамамен болаттемірбетонды плита

ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 9.1(2)-т. сәйкес, бетон қоспасын төсеу кезінде иілімді шектеу үшін егер болат плитаны жобалау кезінде плитаның ауытқуынан бетонның қосымша салмағы есепке алынбайтын болса, бетон қабаты қалыңдығынан 0,05 есе аз уақытша тіректердің көмегімен қолдау көрсетілуі тиіс.

Мысалы, аралықты жеңіл толтырғыштағы және кеңеюші цементтегі бетонмен толтырып, өзара болат өзектермен немесе пластиналармен дәнекерленіп қосылған екі жіңішке сыртқы болат плиталармен түзілген әлдеқайда ілгерінді үш қабатты плиталарды қолдануға ұмтылу керек (А.32-сурет). Беріктігі және қаттылығы біркелкі әдеттегі темірбетон плиталармен салыстырғанда үш қабатты плиталарда төсемнің өзіндік салмағы, демек аралық құрылымға түсетін жалпы жүктеме елеулі түрде төмендейді.



А.32-сурет – Табақты болат қаптамалармен үш қабатты болаттемірбетонды плитаның үзіндісі [18]

А.6 Сығылған және сығылып-иілетін элементтер

Көпірлердегі сығылған және сығылып-иілетін элементтер дербес көтергіш конструкциялар (аралық құрылымдардың тіректері) немесе жақтаулы және торлы конструкциялардың сығылған элементтері түрінде пайдаланылуы мүмкін. Оларды дайындау үшін S235-тен S460 дейінгі маркалы болатты және C20/25-тен C50/60 дейінгі класты әдеттегі ауыр бетонды қолдануға кеңес беріледі.

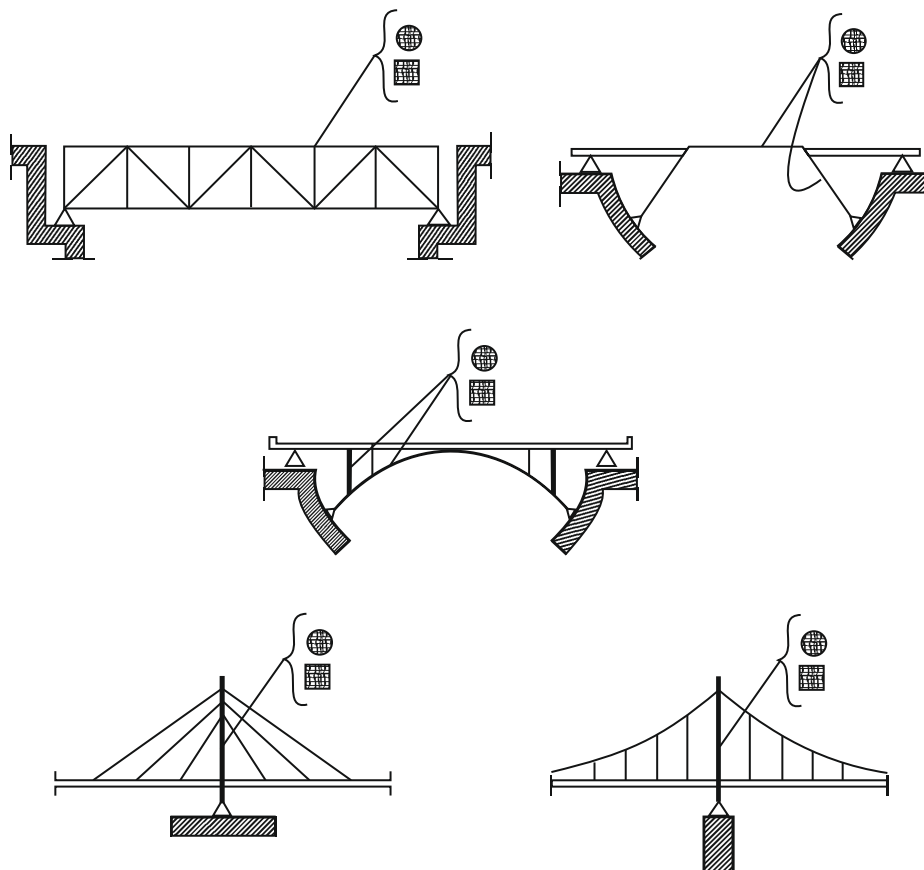
Көпірлердің сығылған болаттемірбетонды элементтерін құбыр бетонды етіп орындауға ұмтылу керек. Осындай элементтер болат және темірбетон конструкциялардан тиімді түрде ерекшелейтін артықшылықтар қатарына иелік етеді:

- сыртқы бойлық және көлденең арматураның рөлін орындайтын болат құрсауды тиімді пайдалану;
- тұйықталмаған қима элементтерімен салыстырғанда бұралуға жоғары қаттылық;
- көлемді сығу шартында жұмыс істейтін бетон беріктігінің өсуі арқасында тіреу қабілетінің ұлғаюы;
- шектік күйде жұмыс істеудің икемді сипатымен шартталған жоғары сенімділік, бұл кенеттен бұзылу қаупін болдырмайды;
- механикалық зақымдалулардан және қоршаған ортаның әсерінен қорғалуы себепті темірбетон элементтермен салыстырғанда бетон ядросының ұзаққа төзімділігі;
- сейсмикалық және соққылық әсерлерге жоғары төзімділік.

Темірбетонмен салыстырғанда құбыр бетонды конструкциялар дайындау және

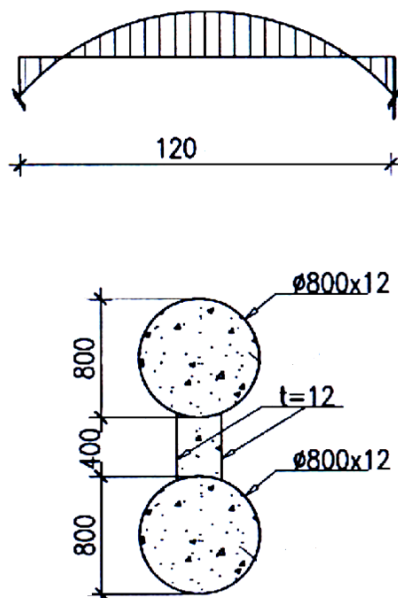
монтаждау кезінде әлдеқайда индустриалды. Олар жеңілдеу және тасымалдауға қолайлы, механикалық зақымдалуларға жақсы қарсы тұрады, жоғары эстетикалық қасиеттерге иелік етеді. Құбыр бетон конструкцияларды зауыт шарттарында және құрылыс алаңқайында дайындауға болады.

Құбыр бетон элементтерді торкөзді көпірлі фермалардың, тіреуші аркалардың және арка тәрізді және аспалы көпірлер пилондарының сығылған қиғаш тіректерінде және белдіктерінде пайдалану керек (А.33 – А.35-суреттер). Мысал ретінде А.36-суретте аспалы автожол көпірі тіректерінің және пилондарының, ал А.37-суретте арқалықты автожол көпірі тіректерінің және аралық құрылымдарының конструктивті шешімі келтірілген.



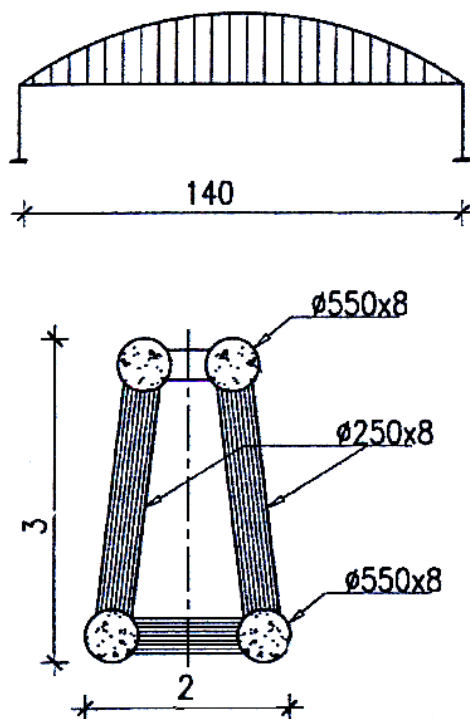
А.33-сурет - Әртүрлі көпірлердің конструкцияларында дөңгелек және квадрат кималардың қысылған құбырбетон элементтерін қолдану [7]

Өлшемдері, мм



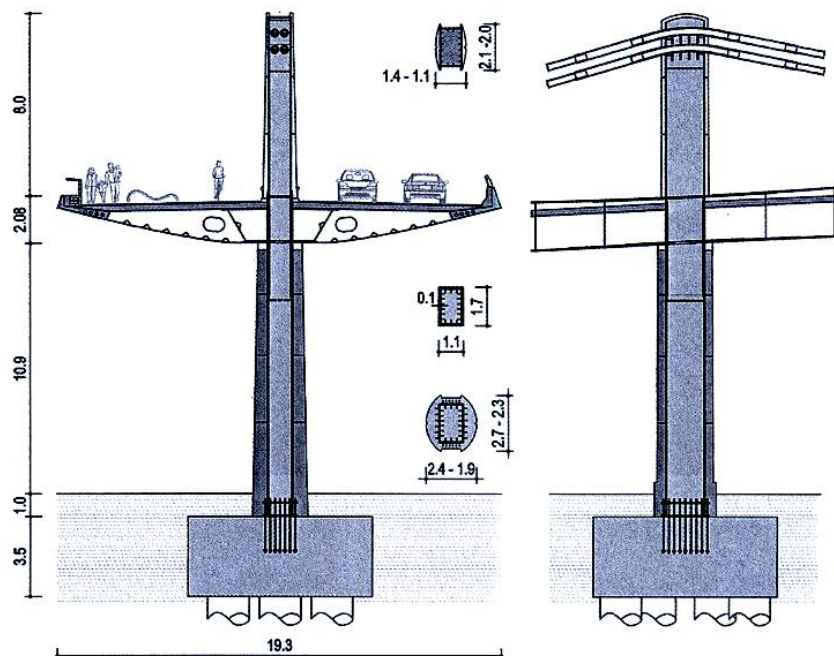
А.34-сурет – Қытайдағы Мо-Зи-Ван өзені арқылы құбырбетон элементтерден 120 м аралықпен көпірдің көтергіш аркасының көлденең қимасы [7]

Өлшемдері, мм



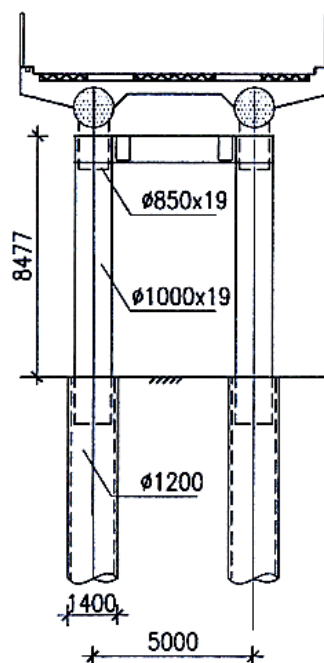
А.35-сурет – Қытайдағы Да-Ди өзені арқылы құбыр бетон элементтерден көпірдің көтергіш аркасының көлденең қимасы (габаритті өлшемдері метрмен) [7]

Өлшемдері, м



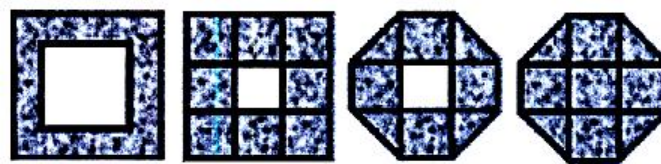
А.36-сурет– Испаниядағы Эбро өзені арқылы аспалы көпірдің пилоны және болаттемірбетонды тірегі [9]

Өлшемдері, мм



А.37-сурет – Автожол көпірінің құбырбетон тіректері және аралық құрылымы [7]

А.38-суретте соққылық әсер ету (кеме соғылғанда, жарылыстарда және т.б.) кезінде сақталғыштығы жоғары құбыр бетон көпір тіректерінің қималары берілген.

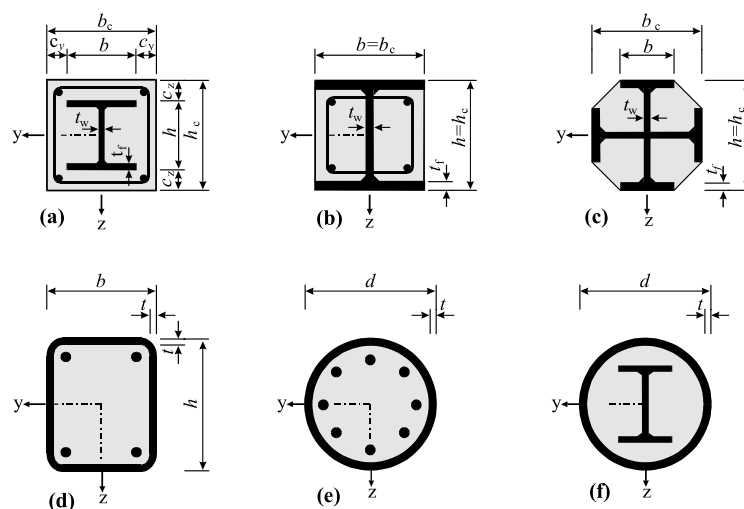


А.38-сурет – Сақталғыштығы жоғары құбырбетон көпір тіректерінің көлденең қималары [19]

А.39-суретте ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011 нормаларымен ұсынылатын және тәжірибеде кеңінен қолданылатын тіреулердің қималары берілген.

А.7 Созылған элементтер

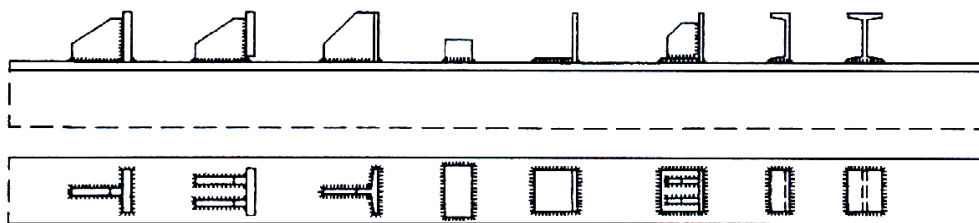
Болаттемірбетонды созылған элементтерге көпірлік фермалардың қиғаш тіреулері, ортасынан жүретін көпірлердегі немесе төменгі жағынан жүретін көпірлердегі көпірлік полотно жатады. Жарықшақтың түзілуін болдырмау үшін осындай элементтердегі бетонды алдын ала ширату қажет.



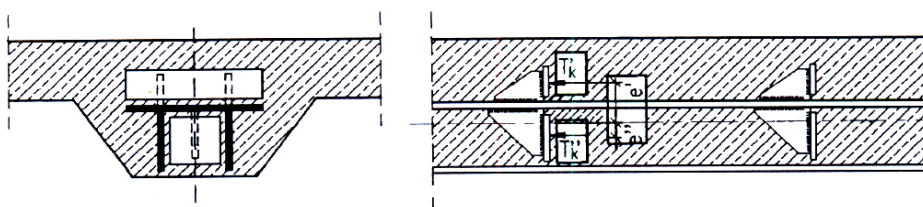
А.39-сурет – ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 6.7.1-т. сәйкес, болаттемірбетонды тіреулердің көлденең қималары

А.8 Қосқыш элементтер

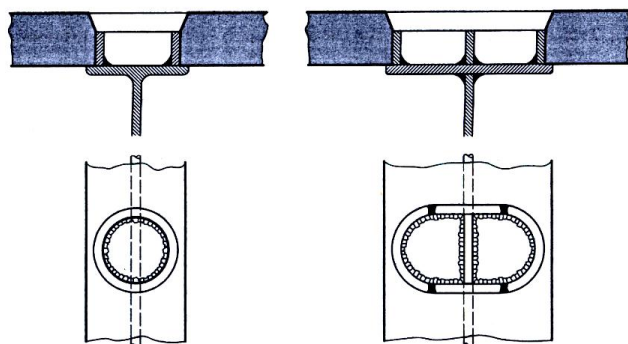
Болат элементтерді бетонмен біріктіру үшін тәжірибеде кеңінен тексеруден өткен, қатты және икемді болуы мүмкін қосқыш элементтерді қолдану керек. Тіреуіштер түріндегі қатты қосқыш элементтердің мысалдары А.40 – А.42-суреттерде көрсетілген. Шоғырланған күштердің әсерінен қатты тірелу аймағында бетонда жарықшақтың түзілуін болдырмау үшін тіреуіштерге дәнекерленген икемді өзектер түріндегі арматуралауды пайдалану керек (А.43-сурет).



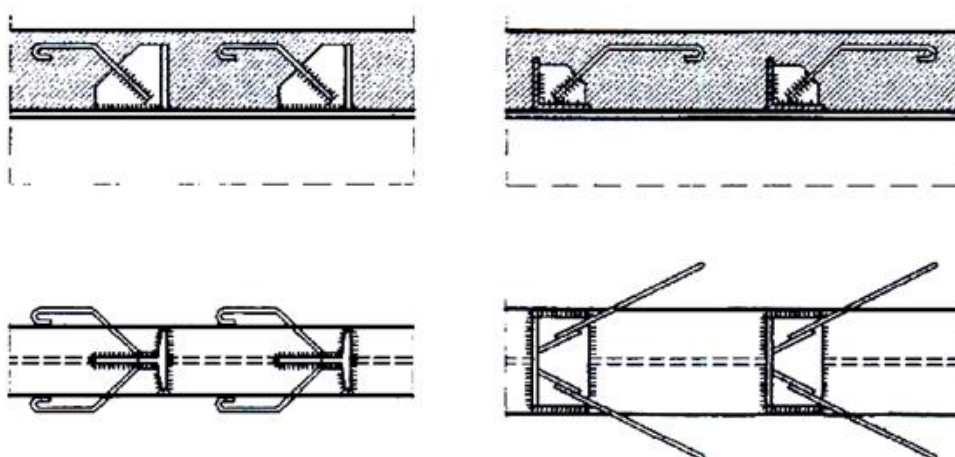
А.40-сурет – Қатты тіреуіштер түріндегі қосқыш элементтер [7]



А.41-сурет – Қатты тіреуіштер арқылы бетон плитамен көпірлік ферманың жоғарғы белдігін біріктіру мысалы [7]



А.42-сурет – А.31-суретке сәйкес құрама тесік темірбетон плиталардың ойықтарына орналастырылған қатты тіректердің мысалдары [10]

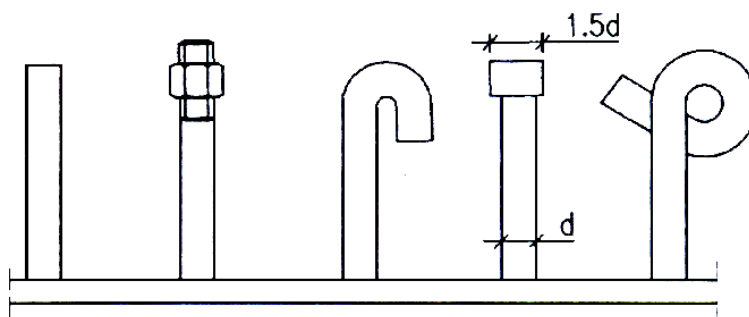


А.43-сурет – Икемді өзектермен қатты тіректердің үйлесуі түрінде біріктіргіш элементтер [7]

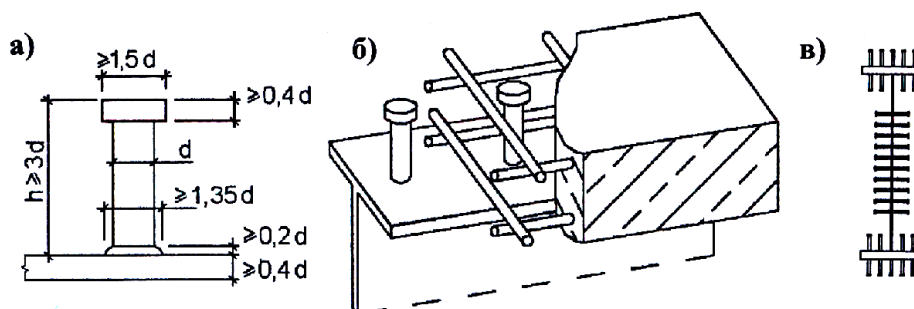
Икемді қосқыш элементтерге артықшылық беру керек, олардың деформациялануы қозғалып қосылудың мінсіз икемді жұмысына жол береді. ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011,

6.6.1.1(5-т. сәйкес, егер сипаттамалық сырғу шамасы δ_{uk} кем дегенде 6 мм құраса, қосқыш элемент икемді болып саналады. Осындай элементтерге анкерлік цилиндрлі өзектер жатады (А.44-сурет).

Тәжірибеде түйіспелі-доғалы дәнекерленген болат конструкциялармен қосылатын отырғызылған бастиектермен типтік цилиндрлі өзектерді пайдалану керек (А.45 және А.46а-суреттер). Дәнекерлеуді балқыған металды ауамен жанасудан қорғау қызметін орындайтын керамикалық сақиналарды пайдаланып, тасымалды дәнекерлеу пистолетімен орындау керек. Бетонның бұзылуының алдын алу мақсатында анкерлеу аймағында анкерлік өзектердің айналасына орналастырылатын спираль арматураны қолдану мүмкін болады. Болаттемірбетонды конструкциялардың қозғалысты қосылыстарында қолданылатын қондырылған бастиектермен анкерлік өзектерге қойылатын талаптар ҚР СТ ISO 13918 мазмұндалған.

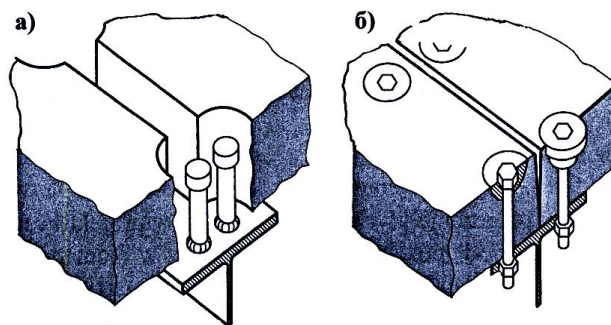


А.44-сурет – Анкерлі цилиндрлі өзектер түріндегі біріктіргіш элементтер [7]



А.45-сурет – Қондырылған бастиектермен анкерлік өзектерді (а) болат элементтерді темірбетон плитамен біріктіру үшін (б) және болат қос таврды толық бетондау кезінде бетонмен (в) қолдану [10]

Металл арқалықтармен құрама темірбетон плиталарды біріктіру сонымен қатар кернелетін беріктігі жоғары бұрандалардың көмегімен мүмкін болады (А.46б-сурет).

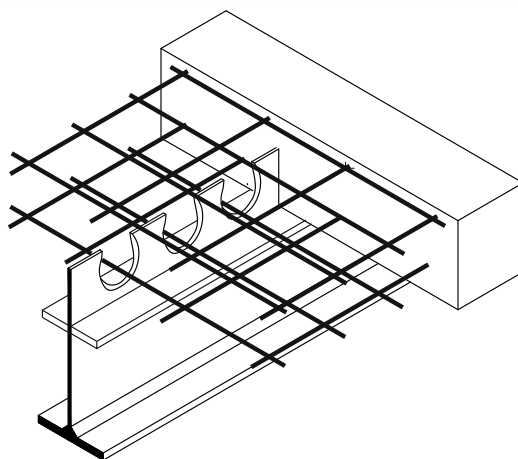


А.46-сурет – Анкерлік өзектердің (а) және кернелетін беріктігі жоғары бұрандалардың (б) көмегімен тесік құрама темірбетон плиталарды металл арқалықтармен біріктіру [10]

Қатты тіректерден және икемді анкерлік өзектерден басқа, көпірлік болаттемірбетонды конструкцияларда дайындалуы көп еңбекті қажетсінбейтін қосылыс түрлері қолданылады. Болат арматураны өткізу үшін бұрғылап тесілген немесе штампталған саңылаулармен болат жолақтан орындалған Perfobond типті тесік пластиналар әлдеқайда перспективалы болып табылады (А.47 және А.48-суреттер). Қалыңдығы 10 мм - 15 мм және биіктігі 55 мм - 75 мм жолақтар бетонмен біріктіру аймағында болат конструкцияға дәнекерленеді. Саңылаулардың диаметрі әдетте 30 мм - 50 мм құрайды және бетондағы толтырғыштың ең үлкен өлшемінен асуы тиіс.

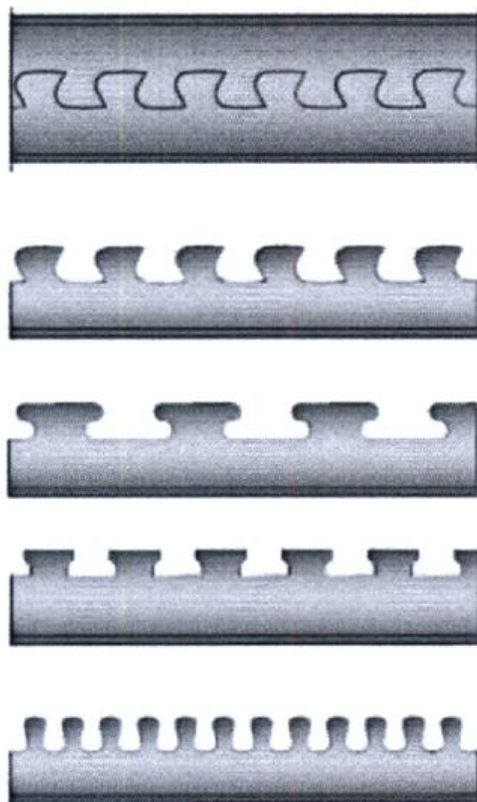


А.47-сурет – Тесік жолақтар түріндегі қосқыш элементтер [20]

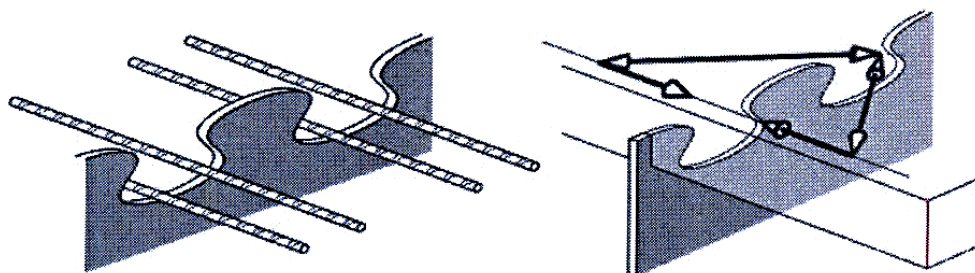


А.48-сурет - Жоғарғы белдікке дәнекерленген тесік жолақтың көмегімен болат арқалықпен бетонды біріктіру [20]

Біріктіргіш элементтер ретінде тарақ тәріздес жолақтар әлдеқайда тиімді болып табылады (А.49 және А.50-суреттер).



А.49-сурет – Тарак тәрізді болат жолақтар түріндегі қосқыш элементтер [20]



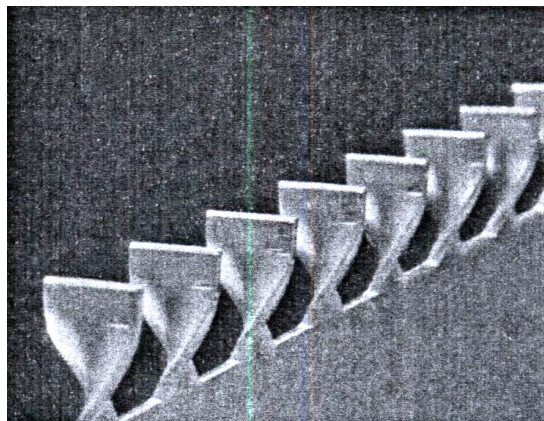
А.50-сурет – Бойлық қозғалтқыш күштердің әсерінен бетон плитадағы созғыш күштерді қабылдау үшін көлденең арматурамен тарак тәрізді жолақтар түріндегі қосқыш элементтер [20]

Тәжірибелік әзірлемелер кезеңінде болып табылатын қосқыш элементтердің басқа түрлері А.51 және А.52-суреттерде келтірілген.

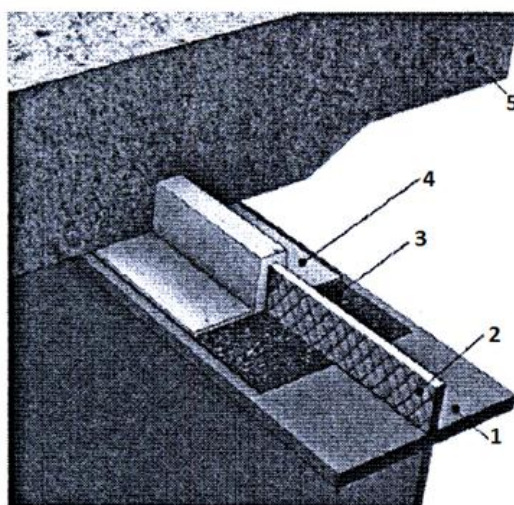
Жобаланатын қозғалу элементтерінің тіреу қабілеті және икемділігі туралы деректер болмаған жағдайда есептеулер олардың сынақтарына негізделуі тиіс. Бұл жағдайда мүмкіндігіне қарай болаттемірбетонды элементті есептеу типтік қосқыш элементтерді, мысалы, қондырылған бастиектермен анкерлік өзектерді пайдаланып, балама элементті есептеуге сәйкес келуі тиіс.

ҚР ҚН EN 1994-2:2005/2011, 6.6.1.1-т. сәйкес, қозғалатын қосылыстардың элементтері қозғалтқыш күштерді қабылдаудан басқа, бетонның болат элементтен бөлінуін болдырмауы тиіс. Егер қосылыс қозғалу жазықтығына перпендикулярлы түрде тікелей созылуға ұшырамайтын болса, онда ол қозғалу жазықтығына перпендикуляр

әрекет ететін және қосқыш элементтердің қозғалуға 10 % есептік шектік кедергісінен кем еместі құрайтын номиналды шектік созғыш күшке төзуі тиіс.



А.51-сурет – Арқалықтың қабырғасында түзілген тарак түріндегі қосқыш элементтер [23]



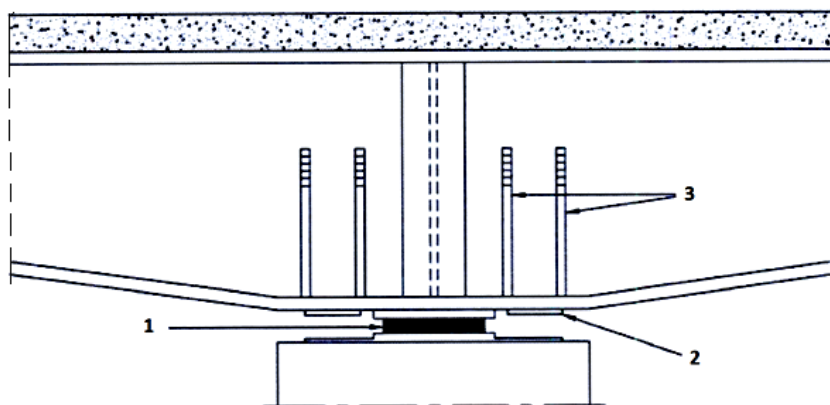
1 – арқалықтың жоғарғы белдігі, 2,3 – бұдырлану, 4 – жабысқақ қабат, 5 – бетон плита

А.52-сурет – Жоғарғы сөредегі және оған дәнекерленген жолақтағы бұдырлардың көмегімен бетон плитаның болат арқалықпен бірігуі [23]

А.9 Тораптық қосылыстар

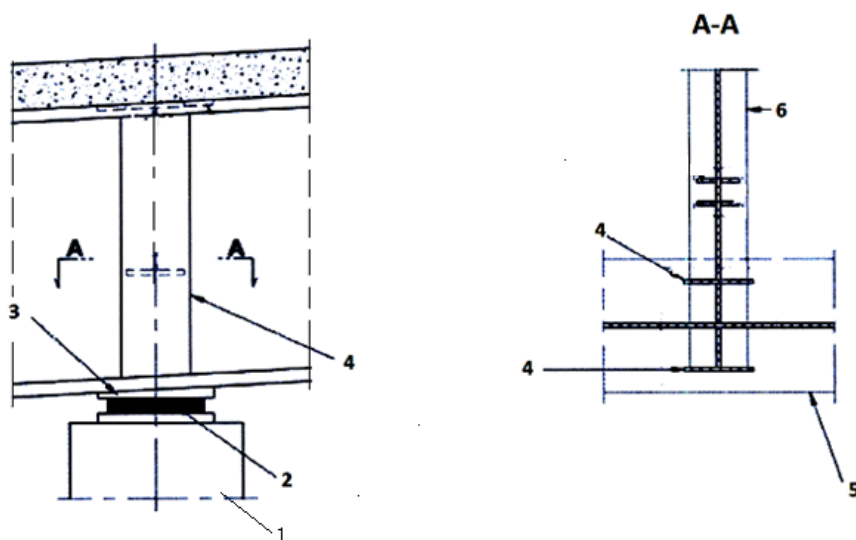
А.9.1 Тіректік тораптар

Болат арқалықтардың тірек учаскелерін тік қаттылық қырларымен күшейту қажет. Одан басқа жергілікті тұрақтылықты жоғалтудың алдын алуға арналған арқалықтар көлденең қырлармен қосымша күшейтілуі тиіс (А.53 – А.56-суреттер). Болат арқалықтардың тіректік қималарының есебін ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011, 6.3.1-т. сәйкес бетон плитаны ескерусіз жүзеге асыру керек.



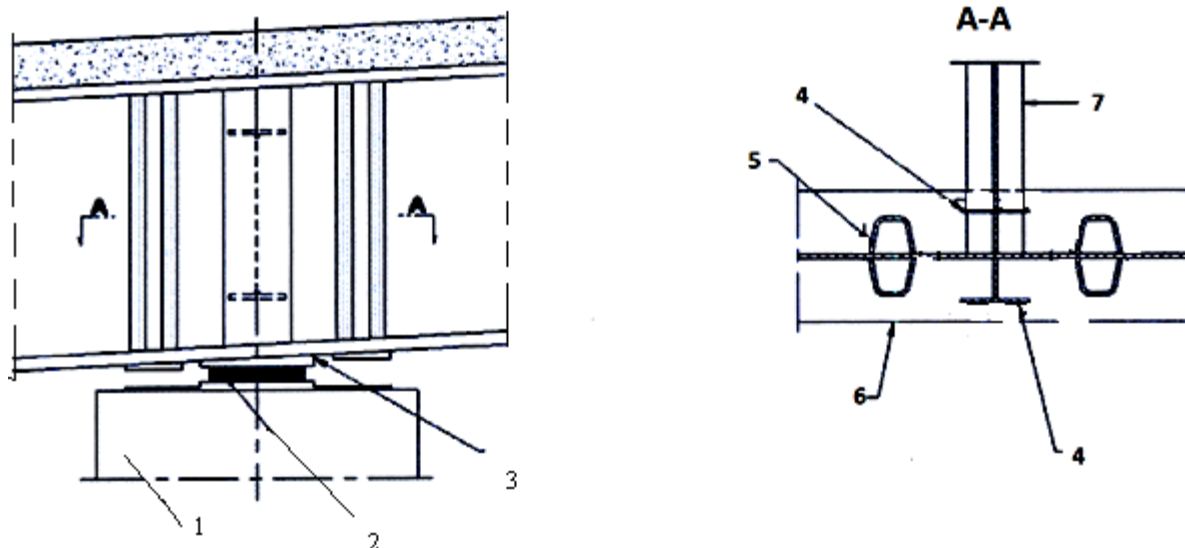
1 – арматураланған эластомерден астар, 2 – ұзындығы бойынша айнымалы қиманың тілінбеген аралық арқалығы, 3 – көлденең қаттылық қырлары

А.53-сурет – Аралық тіректе тілінбеген аралық арқалықтың сүйену торабы [23]



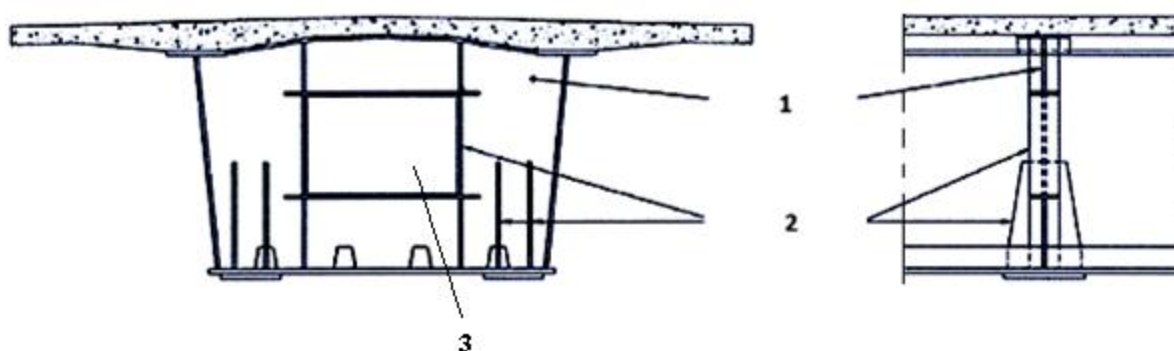
1 – көпір тірегі, 2 – арматураланған эластомерден астар, 3 – теңдестіруші пластина, 4 – тіреуші қаттылық қырлары, 5 –аралық болат арқалықтың төменгі белдігі, 6 – көлденең байланыстырғыш арқалықтың төменгі белдігі

А.54-сурет – Көлденең байланыстырғыш арқалықтың түйісуімен аралық тіректегі аралық тілінбеген арқалықтың сүйену торабы [23]



1 – көпірлік тіреу, 2 – арматураланған эластомерден астар, 3 – теңдестіруші пластина,
4 – тіреуіш қаттылық қырлары, 5 – аралық арқалық қабырғасының көлденең қаттылық қырлары,
6 – аралық арқалықтың төменгі белдігі, 7 – көлденең байланыстырғыш арқалықтың төменгі белдігі

А.5-сурет – Дәнекерлеп қосылған көлденең байланыстырғыш арқалықпен аралық тіректегі аралық тілінбеген арқалықтың тірелу торабы [23]

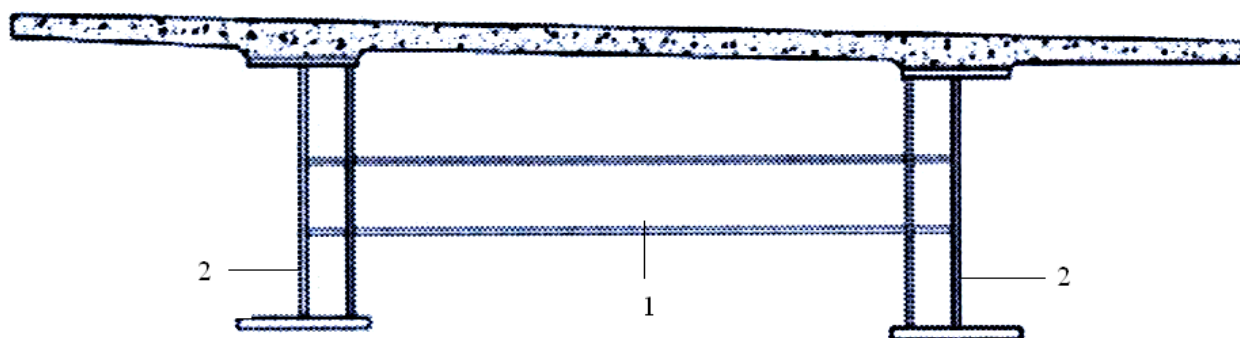


1 – тіреуіш қаттылық қыры, 2 – көлденең қаттылық қырлары, 3 – технологиялық ойық

А.56-сурет – Қорапты қиманың аралық арқалығының тіреуіш учаскесі [23]

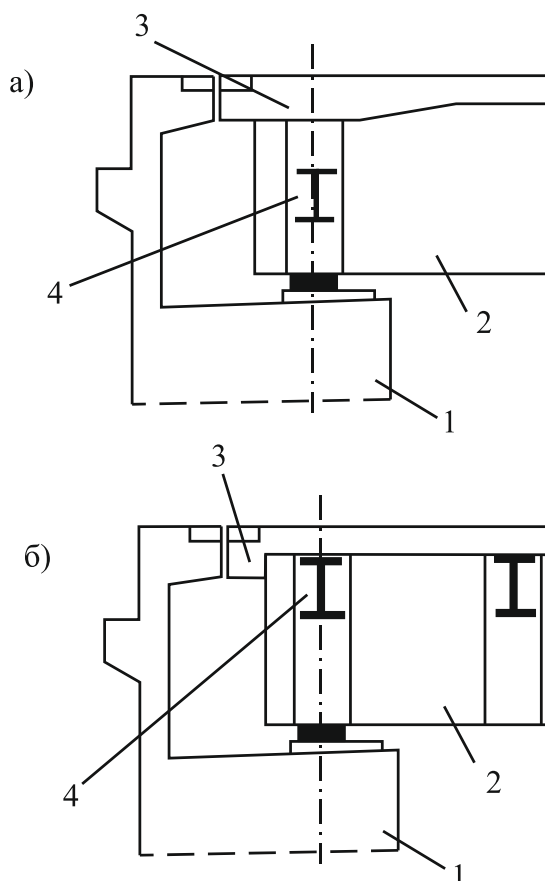
А.9.2 Көлденең байланыстырғыштардың аралық арқалықтармен қиысуы

Салу және пайдалану кезінде аралық арқалықтардың тұрақтылығы аралық (А.57-сурет) және тіреуіш қималарда (А.58-сурет) орнатылатын көлденең байланыстармен қамтамасыз етілуі тиіс. Байланыстырғыш арқалықтардың аралықтармен қиысуы бұрандалармен немесе дәнекерленіп жүзеге асырылады (А.59 және А.60-суреттер).



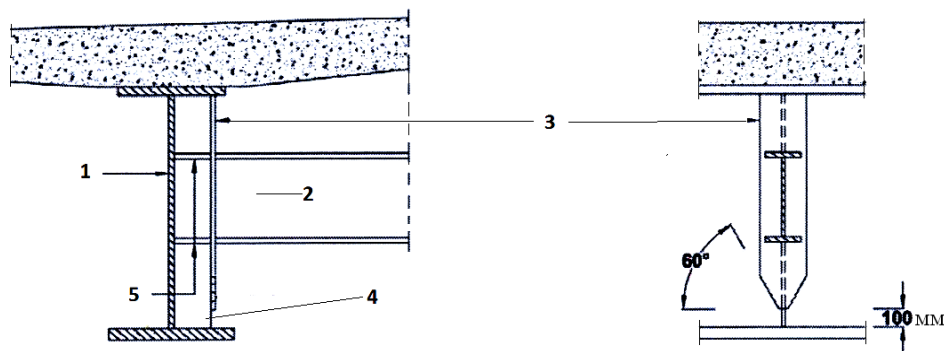
1 – аралық көпірлік арқалықтар, 2 – көлденең байланыстырғыш арқалық

А.57-сурет – Көлденең байланыстырғыш арқалықтардың көмегімен аралық арқалықтардың тұрақтылығын қамтамасыз ету [23]



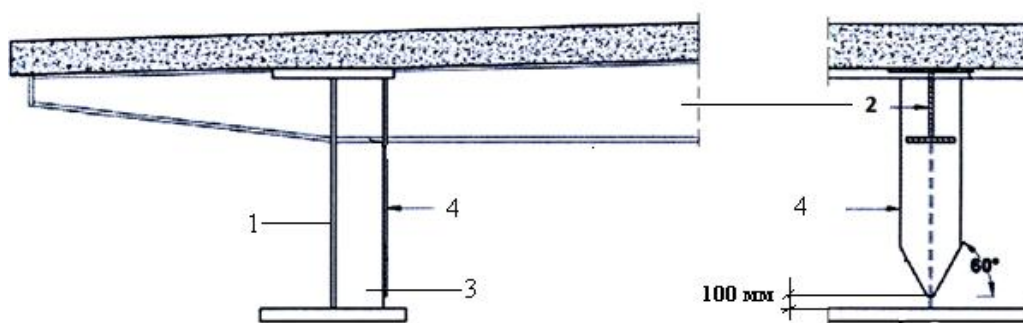
1 – шеткі темірбетон көпірлік тіреуіш, 2 – аралық арқалық, 3 – темірбетон плита, 4 – көлденең байланыстырғыш арқалық

А.58-сурет – Аралық арқалықтардың тіреуіш қималарының ортаңғы (а) және жоғарғы бөліктерінде көлденең байланыстырғыш арқалықтардың орналасуы [23]



1 – аралық арқалық, 2 – көлденең байланыстырғыш арқалық, 3 – шентемірлі пластина, 4 – тік қатаңдық қыры, 5 – көлденең қатаңдық қырлары

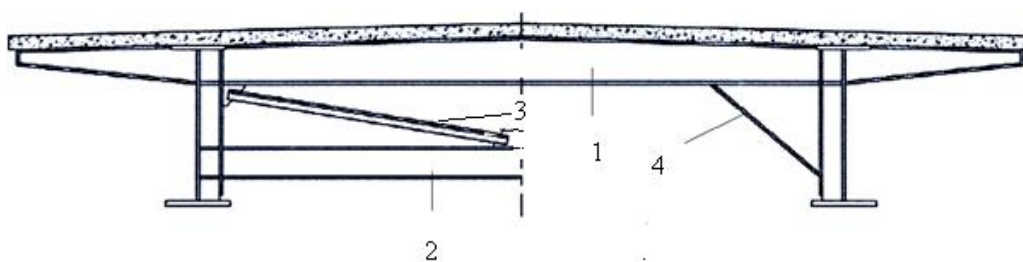
А.59-сурет – Аралық арқалықпен көлденең байланыстырғыш арқалықтардың дәнекерленіп қосылуы [23]



1 – аралық көпірлік арқалық, 2 – көлденең байланыстырғыш арқалық, 3 – тік қатаңдық қыры, 4 – шентемірлік пластина

А.60-сурет – Аралық арқалықпен көлденең байланыстырғыш арқалықтардың дәнекерленіп қосылуы [23]

Көлденең байланыстар ретінде сонымен қатар торкөзді және қиғаш тіреулі жүйелер пайдаланылуы мүмкін (А.61-сурет).



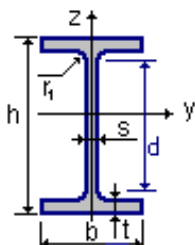
1 – көлденең арқалық, 2 – байланыстырғыш ферманың төменгі белдігі, 3 – қиғаш тіреу, 4 – тіреу

А.61-сурет – Көлденең байланыстырғыш фермалардың және қиғаш тіреулердің көмегімен аралық арқалықтардың тұрақтылығын қамтамасыз ету [23]

Б қосымшасы
(ақпараттық)

ГОСТ бойынша болат кескіндерінің сұрыптамасы

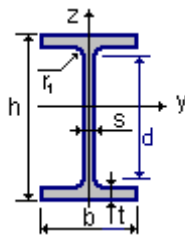
Б.1 ГОСТ 26020-83 бойынша кең сөрелі қоставр



Б.1-кесте – Кең сөрелі қоставрдың негізгі сипаттамалары

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
20Ш1	19,300	15,000	0,600	0,900	1,300	38,950	0,031	2660,000	275,000	153,000	8,260	507,000	67,600	3,610
23Ш1	22,600	15,500	0,650	1,000	1,400	46,080	0,036	4260,000	377,000	210,000	9,620	622,000	80,200	3,670
26Ш1	25,100	18,000	0,700	1,000	1,600	54,370	0,043	6225,000	496,000	276,000	10,700	974,000	108,200	4,230
26Ш2	25,500	18,000	0,750	1,200	1,600	62,730	0,049	7429,000	583,000	325,000	10,880	1168,000	129,800	4,310
30Ш1	29,100	20,000	0,800	1,100	1,800	68,310	0,054	10400,000	715,000	398,000	12,340	1470,000	147,000	4,640
30Ш2	29,500	20,000	0,850	1,300	1,800	77,650	0,061	12200,000	827,000	462,000	12,530	1737,000	173,700	4,730
30Ш3	29,900	20,000	0,900	1,500	1,800	87,000	0,068	14040,000	939,000	526,000	12,700	2004,000	200,400	4,800
35Ш1	33,800	25,000	0,950	1,250	2,000	95,670	0,075	19790,000	1171,000	651,000	14,380	3260,000	261,000	5,840
35Ш2	34,100	25,000	1,000	1,400	2,000	104,740	0,082	22070,000	1295,000	721,000	14,520	3650,000	292,000	5,900
35Ш3	34,500	25,000	1,050	1,600	2,000	116,300	0,091	25140,000	1458,000	813,000	14,700	4170,000	334,000	5,990
40Ш1	38,800	30,000	0,950	1,400	2,200	122,400	0,096	34360,000	1771,000	976,000	16,760	6306,000	420,000	7,180
40Ш2	39,200	30,000	1,150	1,600	2,200	141,600	0,111	39700,000	2025,000	1125,000	16,750	7209,000	481,000	7,140
40Ш3	39,600	30,000	1,250	1,800	2,200	157,200	0,123	44740,000	2260,000	1259,000	16,870	8111,000	541,000	7,180
50Ш1	48,400	30,000	1,100	1,500	2,600	145,700	0,114	60930,000	2518,000	1403,000	20,450	6762,000	451,000	6,810
50Ш2	48,900	30,000	1,450	1,750	2,600	176,600	0,139	72530,000	2967,000	1676,000	20,260	7900,000	526,000	6,690
50Ш3	49,500	30,000	1,550	2,050	2,600	199,200	0,156	84200,000	3402,000	1923,000	20,560	9250,000	617,000	6,810
50Ш4	50,100	30,000	1,650	2,350	2,600	221,700	0,174	96150,000	3838,000	2173,000	20,820	10600,000	707,000	6,920
60Ш1	58,000	32,000	1,200	1,700	2,800	181,100	0,142	107300,000	3701,000	2068,000	24,350	9302,000	581,000	7,170
60Ш2	58,700	32,000	1,600	2,050	2,800	225,300	0,177	131800,000	4490,000	2544,000	24,190	11230,000	702,000	7,060
60Ш3	59,500	32,000	1,800	2,450	2,800	261,800	0,205	156900,000	5273,000	2997,000	24,480	13420,000	839,000	7,160
60Ш4	60,300	32,000	2,000	2,850	2,800	298,340	0,234	182500,000	6055,000	3455,000	24,730	15620,000	976,000	7,230
70Ш1	68,300	32,000	1,350	1,900	3,000	216,400	0,170	172000,000	5036,000	2843,000	28,190	10400,000	650,000	6,930
70Ш2	69,100	32,000	1,500	2,300	3,000	251,700	0,198	205500,000	5949,000	3360,000	28,580	12590,000	787,000	7,070
70Ш3	70,000	32,000	1,800	2,750	3,000	299,800	0,235	247100,000	7059,000	4017,000	28,720	15070,000	942,000	7,090
70Ш4	70,800	32,000	2,050	3,150	3,000	341,600	0,268	284400,000	8033,000	4598,000	28,850	17270,000	1079,000	7,110
70Ш5	71,800	32,000	2,300	3,650	3,000	389,700	0,306	330600,000	9210,000	5298,000	29,130	20020,000	1251,000	7,170

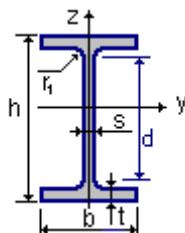
Б.2 ГОСТ 8239-89 бойынша сөрелер еңісі бар қоставр



Б.2-кесте – Сөрелер еңісі бар қоставрдың негізгі сипаттамалары

	h	b	s	t	r1	r2	A	P	Iy	Wy	iy	Sy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴	см ³	см
10	10,000	5,500	0,450	0,720	0,700	0,250	12,000	0,009	198,000	39,700	4,060	23,000	17,900	6,490	1,220
12	12,000	6,400	0,480	0,730	0,750	0,300	14,700	0,012	350,000	58,400	4,880	33,700	27,900	8,720	1,380
14	14,000	7,300	0,490	0,750	0,800	0,300	17,400	0,014	572,000	81,700	5,730	46,800	41,900	11,500	1,550
16	16,000	8,100	0,500	0,780	0,850	0,350	20,200	0,016	873,000	109,000	6,570	62,300	58,600	14,500	1,700
18	18,000	9,000	0,510	0,810	0,900	0,350	23,400	0,018	1290,000	143,000	7,420	81,400	82,600	18,400	1,880
20	20,000	10,000	0,520	0,840	0,950	0,400	26,800	0,021	1840,000	184,000	8,280	104,000	115,000	23,100	2,070
22	22,000	11,000	0,540	0,870	1,000	0,400	30,600	0,024	2550,000	232,000	9,130	131,000	157,000	28,600	2,270
24	24,000	11,500	0,560	0,950	1,050	0,400	34,800	0,027	3460,000	289,000	9,970	163,000	198,000	34,500	2,370
27	27,000	12,500	0,600	0,980	1,100	0,450	40,200	0,032	5010,000	371,000	11,200	210,000	260,000	41,500	2,540
30	30,000	13,500	0,650	1,020	1,200	0,500	46,500	0,037	7080,000	472,000	12,300	268,000	337,000	49,900	2,690
33	33,000	14,000	0,700	1,120	1,300	0,500	53,800	0,042	9840,000	597,000	13,500	339,000	419,000	59,900	2,790
36	36,000	14,500	0,750	1,230	1,400	0,600	61,900	0,049	13380,000	743,000	14,700	423,000	516,000	71,100	2,890
40	40,000	15,500	0,830	1,300	1,500	0,600	72,600	0,057	19062,000	953,000	16,200	545,000	667,000	86,100	3,030
45	45,000	16,000	0,900	1,420	1,600	0,700	84,700	0,067	27696,000	1231,000	18,100	708,000	808,000	101,000	3,090
50	50,000	17,000	1,000	1,520	1,700	0,700	100,000	0,078	39727,000	1589,000	19,900	919,000	1043,000	123,000	3,230
55	55,000	18,000	1,100	1,650	1,800	0,700	118,000	0,093	55962,000	2035,000	21,800	1181,000	1356,000	151,000	3,390
60	60,000	19,000	1,200	1,780	2,000	0,800	138,000	0,108	76806,000	2560,000	23,600	1491,000	1725,000	182,000	3,540

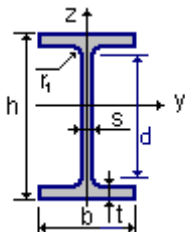
Б.3 ГОСТ 26020-83 бойынша бағаналы (К) қоставр



Б.3-кесте – Бағаналы қоставрдың негізгі сипаттамалары

	h	b	s	t	r1	A	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz	P
	см	см	см	см	см	см ²	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см	Т/м
20K1	19,500	20,000	0,650	1,000	1,300	52,820	3820,000	392,000	216,000	8,500	1334,000	133,000	5,030	0,041
20K2	19,800	20,000	0,700	1,150	1,300	59,700	4422,000	447,000	247,000	8,610	1534,000	153,000	5,070	0,047
23K1	22,700	24,000	0,700	1,050	1,400	66,510	6589,000	580,000	318,000	9,950	2421,000	202,000	6,030	0,052
23K2	23,000	24,000	0,800	1,200	1,400	75,770	7601,000	661,000	365,000	10,020	2766,000	231,000	6,040	0,059
26K1	25,500	26,000	0,800	1,200	1,600	83,080	10300,000	809,000	445,000	11,140	3517,000	271,000	6,510	0,065
26K2	25,800	26,000	0,900	1,350	1,600	93,190	11700,000	907,000	501,000	11,210	3957,000	304,000	6,520	0,073
26K3	26,200	26,000	1,000	1,550	1,600	105,900	13560,000	1035,000	576,000	11,320	4544,000	349,000	6,550	0,083
30K1	29,600	30,000	0,900	1,350	1,800	108,000	18110,000	1223,000	672,000	12,950	6079,000	405,000	7,500	0,085
30K2	30,000	30,000	1,000	1,550	1,800	122,700	20930,000	1395,000	771,000	13,060	6980,000	465,000	7,540	0,096
30K3	30,400	30,000	1,150	1,750	1,800	138,720	23910,000	1573,000	874,000	13,120	7881,000	525,000	7,540	0,109
35K1	34,300	35,000	1,000	1,500	2,000	139,700	31610,000	1843,000	1010,000	15,040	10720,000	613,000	8,760	0,110
35K2	34,800	35,000	1,100	1,750	2,000	160,400	37090,000	2132,000	1173,000	15,210	12510,000	715,000	8,830	0,126
35K3	35,300	35,000	1,300	2,000	2,000	184,100	42970,000	2435,000	1351,000	15,280	14300,000	817,000	8,810	0,144
40K1	39,300	40,000	1,100	1,650	2,200	175,800	52400,000	2664,000	1457,000	17,260	17610,000	880,000	10,000	0,138
40K2	40,000	40,000	1,300	2,000	2,200	210,960	64140,000	3207,000	1767,000	17,440	21350,000	1067,000	10,060	0,166
40K3	40,900	40,000	1,600	2,450	2,200	257,800	80040,000	3914,000	2180,000	17,620	26150,000	1307,000	10,070	0,202
40K4	41,900	40,000	1,900	2,950	2,200	308,600	98340,000	4694,000	2642,000	17,850	31500,000	1575,000	10,100	0,242
40K5	43,100	40,000	2,300	3,550	2,200	371,000	121570,000	5642,000	3217,000	18,100	37910,000	1896,000	10,110	0,291

Б.4 ГОСТ 26020-83 бойынша қосымша сериялы қоставр (Д)



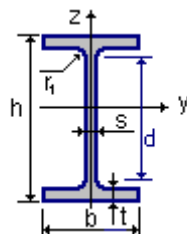
Б.4-кесте – Қосымша сериялы қоставрдың негізгі сипаттамалары

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
24ДБ1	23,900	11,500	0,550	0,930	1,500	35,450	0,028	3535	295,800	166,600	9,990	236,800	41,200	2,580
27ДБ1	26,900	12,500	0,600	0,950	1,500	40,680	0,032	5068	376,800	212,700	11,160	310,500	49,700	2,760
36ДБ1	36	14,500	0,720	1,230	1,800	62,600	0,049	13800	766,400	434,100	14,840	627,600	86,600	3,170
35ДБ1	34,900	12,700	0,580	0,850	1,500	42,780	0,034	8540	489,400	279,400	14,130	291,500	45,900	2,610
40ДБ1	39,900	13,900	0,620	0,900	1,500	50,580	0,040	13050	654,200	374,500	16,060	404,400	58,200	2,830
45ДБ1	45	15,200	0,740	1,100	1,500	67,050	0,053	21810	969,200	556,800	18,040	646,200	85	3,100
45ДБ2	45	18	0,760	1,330	1,800	82,800	0,065	28840	1280	722	18,700	1300	144	3,960
30ДШ1	30,060	20,190	0,940	1,600	1,800	92,600	0,073	15090	1000	563	12,800	2200	218	4,870

Б.4-кесте – Қосымша сериялы қоставрдың негізгі сипаттамалары (жалғасы)

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
40ДШ1	39,760	30,200	1,150	1,870	2,200	159	0,124	46330	2330	1290	17,100	8590	569	7,360
50ДШ1	49,620	30,380	1,420	2,100	2,600	198	0,155	86010	3470	1950	20,800	9830	647	7,050

Б.5 ГОСТ 26020-83 бойынша қалыпты қоставр (Б)



Б.5-кесте – Қалыпты қоставрдың негізгі сипаттамалары

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
10Б1	10,000	5,500	0,410	0,570	0,700	10,320	0,008	171,000	34,200	19,700	4,070	15,900	5,800	1,240
12Б1	11,760	6,400	0,380	0,510	0,700	11,030	0,009	257,000	43,800	24,900	4,830	22,400	7,000	1,420
12Б2	12,000	6,400	0,440	0,630	0,700	13,210	0,010	318,000	53,000	30,400	4,900	27,700	8,600	1,450
14Б1	13,740	7,300	0,380	0,560	0,700	13,390	0,010	435,000	63,300	35,800	5,700	36,400	10,000	1,650
14Б2	14,000	7,300	0,470	0,690	0,700	16,430	0,013	541,000	77,300	44,200	5,740	44,900	12,300	1,650
16Б1	15,700	8,200	0,400	0,590	0,900	16,180	0,013	689,000	87,800	49,500	6,530	54,400	13,300	1,830
16Б2	16,000	8,200	0,500	0,740	0,900	20,090	0,016	869,000	108,700	61,900	6,580	68,300	16,600	1,840
18Б1	17,700	9,100	0,430	0,650	0,900	19,580	0,015	1063,000	120,100	67,700	7,370	81,900	18,000	2,040
18Б2	18,000	9,100	0,530	0,800	0,900	23,950	0,019	1317,000	146,300	83,200	7,410	100,800	22,200	2,050
20Б1	20,000	10,000	0,560	0,850	1,200	28,490	0,022	1943,000	194,300	110,300	8,260	142,300	28,500	2,230
23Б1	23,000	11,000	0,560	0,900	1,200	32,910	0,026	2996,000	260,500	147,200	9,540	200,300	36,400	2,470
26Б1	25,800	12,000	0,580	0,850	1,200	35,620	0,028	4024,000	312,000	176,600	10,630	245,600	40,900	2,630
26Б2	26,100	12,000	0,600	1,000	1,200	39,700	0,031	4654,000	356,600	201,500	10,830	288,800	48,100	2,700
30Б1	29,600	14,000	0,580	0,850	1,500	41,920	0,033	6328,000	427,000	240,000	12,290	390,000	55,700	3,050
30Б2	29,900	14,000	0,600	1,000	1,500	46,670	0,037	7293,000	487,800	273,800	12,500	458,600	65,500	3,130
35Б1	34,600	15,500	0,620	0,850	1,800	49,530	0,039	10060,000	581,700	328,600	14,250	529,600	68,300	3,270
35Б2	34,900	15,500	0,650	1,000	1,800	55,170	0,043	11550,000	662,200	373,000	14,470	622,900	80,400	3,360
40Б1	39,200	16,500	0,700	0,950	2,100	61,250	0,048	15750,000	803,600	456,000	16,030	714,900	86,700	3,420
40Б2	39,600	16,500	0,750	1,150	2,100	69,720	0,055	18530,000	935,700	529,700	16,300	865,000	104,800	3,520
45Б1	44,300	18,000	0,780	1,100	2,100	76,230	0,060	24940,000	1125,800	639,500	18,090	1073,700	119,300	3,750
45Б2	44,700	18,000	0,840	1,300	2,100	85,960	0,068	28870,000	1291,900	732,900	18,320	1269,000	141,000	3,840
50Б1	49,200	20,000	0,880	1,200	2,100	92,980	0,073	37160,000	1511,000	860,400	19,990	1606,000	160,600	4,160

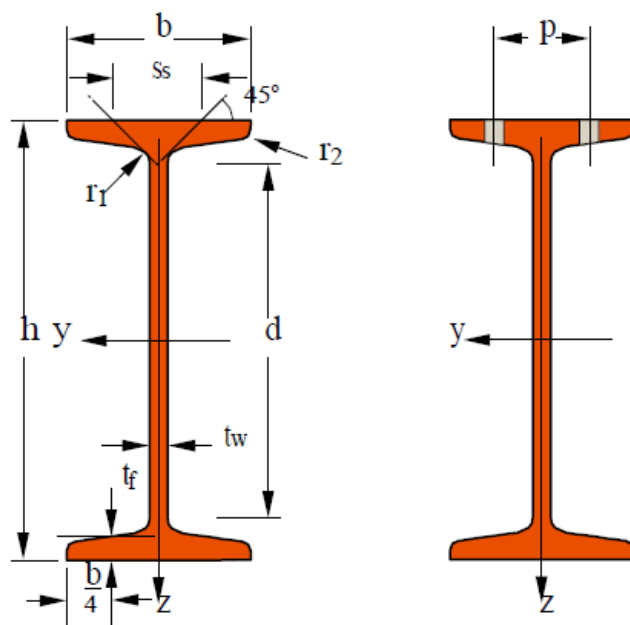
Б.5-кесте - Қалыпты қоставрдың негізгі сипаттамалары (жалғасы)

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
50Б2	49,600	20,000	0,920	1,400	2,100	102,800	0,081	42390,000	1709,000	970,200	20,300	1873,000	187,300	4,270
55Б1	54,300	22,000	0,950	1,350	2,400	113,370	0,089	55680,000	2051,000	1165,000	22,160	2404,000	218,600	4,610
55Б2	54,700	22,000	1,000	1,550	2,400	124,750	0,098	62790,000	2296,000	1302,000	22,430	2760,000	250,900	4,700
60Б1	59,300	23,000	1,050	1,550	2,400	135,260	0,106	78760,000	2656,000	1512,000	24,130	3154,000	274,300	4,830
60Б2	59,700	23,000	1,100	1,750	2,400	147,300	0,116	87640,000	2936,000	1669,000	24,390	3561,000	309,600	4,920
70Б1	69,100	26,000	1,200	1,550	2,400	164,700	0,129	125930,000	3645,000	2095,000	27,650	4556,000	350,500	5,260
70Б2	69,700	26,000	1,250	1,850	2,400	183,600	0,144	145912,000	4187,000	2393,000	28,190	5437,000	418,200	5,440
80Б1	79,100	28,000	1,350	1,700	2,600	203,200	0,160	199500,000	5044,000	2917,000	31,330	6244,000	446,000	5,540
80Б2	79,800	28,000	1,400	2,050	2,600	226,600	0,178	232200,000	5820,000	3343,000	32,010	7527,000	537,600	5,760
90Б1	89,300	30,000	1,500	1,850	3,000	247,100	0,194	304400,000	6817,000	3964,000	35,090	8365,000	557,600	5,820
90Б2	90,000	30,000	1,550	2,200	3,000	272,400	0,214	349200,000	7760,000	4480,000	35,800	9943,000	662,800	6,040
100Б1	99,000	32,000	1,600	2,100	3,000	293,820	0,231	446000,000	9011,000	5234,000	38,960	11520,000	719,900	6,260
100Б2	99,800	32,000	1,700	2,500	3,000	328,900	0,258	516400,000	10350,000	5980,000	39,620	13710,000	856,900	6,460
100Б3	100,600	32,000	1,800	2,900	3,000	364,000	0,286	587700,000	11680,000	6736,000	40,180	15900,000	993,900	6,610
100Б4	101,300	32,000	1,950	3,250	3,000	400,600	0,315	655400,000	12940,000	7470,000	40,450	17830,000	1114,300	6,670

В қосымшасы
(ақпараттық)

Болат еуропалық қоставрлардың
сұрыптамасы

В.1 Еуропалық қалыпты қоставрлар (IPN)



Фланец иілімі: 14 %

Өлшемдері: IPN 80 - IPN 550 DIN 1025-1:1995, NF A 45-209:1983 IPN 600 DIN 1025-1:1963

Рұқсатты ауытқулары: EN 10024: 1995

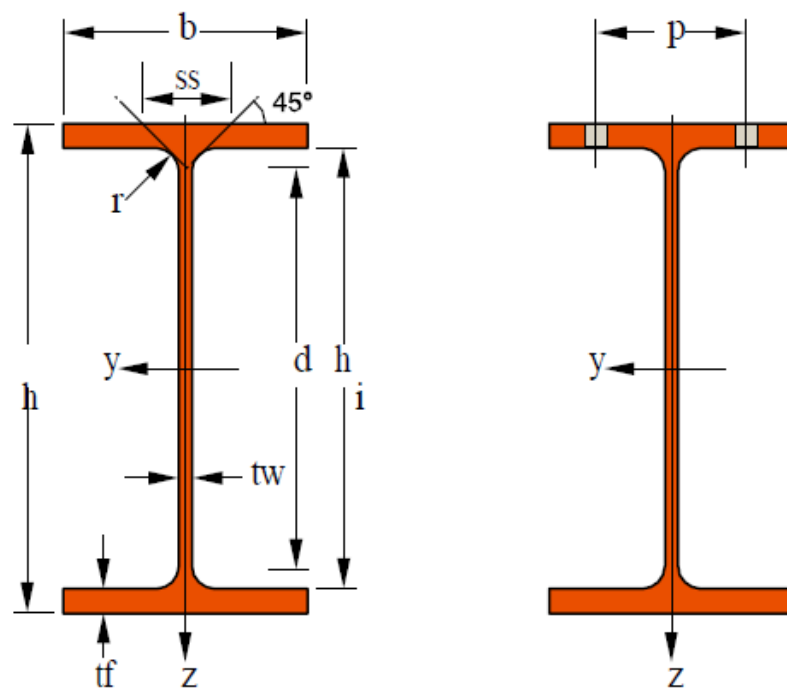
Бетінің күйі: EN 10163-3: 2004 сәйкес, С класы, 1 қосымша класы

В.1-суреті – IPN
В.1-кесте – Еуропалық қалыпты қоставрдың өлшемдері

Белгіленуі		Өлшемдері						A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструктивті өлшемдері				Бетінің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r_1 мм	r_2 мм		d мм	\varnothing	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
IPN80	5,94	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	59	-	-	-	0,304	51,09
IPN100	8,34	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	75,7	-	-	-	0,37	44,47
IPN120	11,1	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	92,4	-	-	-	0,439	39,38
IPN140	14,3	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	109,1	-	-	-	0,502	34,94
IPN160	17,9	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	125,8	-	-	-	0,575	32,13
IPN180	21,9	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	142,4	-	-	-	0,64	29,22
IPN200	26,2	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	159,1	-	-	-	0,709	27,04
IPN220	31,1	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,5	175,8	M 10	50	56	0,775	24,99
IPN240	36,2	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	192,5	M 10	54	60	0,844	23,32
IPN260	41,9	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,3	208,9	M 12	62	62	0,906	21,65
IPN280	47,9	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61	225,1	M 12	68	68	0,966	20,17
IPN300	54,2	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69	241,6	M 12	70	74	1,03	19,02
IPN320	61	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,7	257,9	M 12	70	80	1,09	17,87
IPN340	68	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	86,7	274,3	M 12	78	86	1,15	16,9
IPN360	76,1	360	143	13	19,5	13	7,8	97	290,2	M 12	78	92	1,21	15,89
IPN380	84	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	107	306,7	M 16	84	86	1,27	15,12
IPN400	92,4	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	118	322,9	M 16	86	92	1,33	14,36
IPN450	115	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147	363,6	M 16	92	106	1,48	12,83
IPN500	141	500	185	18	27	18	10,8	179	404,3	M 20	102	110	1,63	11,6
IPN550	166	550	200	19	30	19	11,9	212	445,6	M 22	112	118	1,8	10,8
IPN600	199	600	215	21,6	32,4	21,6	13	254	485,8	M 24	126	128	1,92	9,89

В.2-кесте – Еуропалық қалыпты қоставрды есептеуге арналған анықтама деректері

Белгіленуі		Анықтамалық мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі				EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z												
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y}♦$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z}♦$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у		таза қысылу				
														s235	s355	s235	s355			
IPN80	5,94	77,8	19,5	22,8	3,2	3,41	6,29	3	5	0,91	21,6	0,87	0,09	1	1	1	1	+		
IPN100	8,34	171	34,2	39,8	4,01	4,85	12,2	4,88	8,1	1,07	25	1,6	0,27	1	1	1	1	+		
IPN120	11,1	328	54,7	63,6	4,81	6,63	21,5	7,41	12,4	1,23	28,4	2,71	0,69	1	1	1	1	+		
IPN140	14,3	573	81,9	95,4	5,61	8,65	35,2	10,7	17,9	1,4	31,8	4,32	1,54	1	1	1	1	+		
IPN160	17,9	935	117	136	6,4	10,83	54,7	14,8	24,9	1,55	35,2	6,57	3,14	1	1	1	1	+		
IPN180	21,9	1450	161	187	7,2	13,35	81,3	19,8	33,2	1,71	38,6	9,58	5,92	1	1	1	1	+		
IPN200	26,2	2140	214	250	8	16,03	117	26	43,5	1,87	42	13,5	10,5	1	1	1	1	+		
IPN220	31,1	3060	278	324	8,8	19,06	162	33,1	55,7	2,02	45,4	18,6	17,8	1	1	1	1	+		
IPN240	36,2	4250	354	412	9,59	22,33	221	41,7	70	2,2	48,9	25	28,7	1	1	1	1	+		
IPN260	41,9	5740	442	514	10,4	26,08	288	51	85,9	2,32	52,6	33,5	44,1	1	1	1	1	+		
IPN280	47,9	7590	542	632	11,1	30,18	364	61,2	103	2,45	56,4	44,2	64,6	1	1	1	1	+		
IPN300	54,2	9800	653	762	11,9	34,58	451	72,2	121	2,56	60,1	56,8	91,8	1	1	1	1	+		
IPN320	61	12510	782	914	12,7	39,26	555	84,7	143	2,67	63,9	72,5	129	1	1	1	1	+		
IPN340	68	15700	923	1080	13,5	44,27	674	98,4	166	2,8	67,6	90,4	176	1	1	1	1	+		
IPN360	76,1	19610	1090	1276	14,2	49,95	818	114	194	2,9	71,8	115	240	1	1	1	1	+		
IPN380	84	24010	1260	1482	15	55,55	975	131	221	3,02	75,4	141	319	1	1	1	1	+		
IPN400	92,4	29210	1460	1714	15,7	61,69	1160	149	253	3,13	79,3	170	420	1	1	1	1	+		
IPN450	115	45850	2040	2400	17,7	77,79	1730	203	345	3,43	88,9	267	791	1	1	1	1	+		
IPN500	141	68740	2750	3240	19,6	95,6	2480	268	456	3,72	98,5	402	1400	1	1	1	1	+		
IPN550	166	99180	3610	4240	21,6	111,3	3490	349	592	4,02	107,3	544	2390	1	1	1	1	+		
IPN600	199	139000	4630	5452	23,4	138	4670	434	752	4,3	117,6	787	3814	1	1	1	1	+		
♦ W_{pl} иілімділігі ескерілетін есептер үшін кескін қиманың қажетті шекті бұрышына сәйкес 1 немесе 2 класқа жатады.																				

В.2 Еуропалық қоставрлар (IPE)

Өлшемдері: IPE 80 – 600 стандартқа сәйкес EU 19-57 IPE AA 80-550, IPE A 80-600, IPE O 180-600, IPE 750 зауыт-өндірушінің стандартына сәйкес

Рұқсатты ауытқулары: EN 10034:1993

Бетінің күйі: EN 10163-3:2004 сәйкес, C класы, 1-қосымша класы

В.2-сурет – IPE

В.3-кесте – I (IPE) Еуропалық қоставр өлшемдері

Белгіленуі		Өлшемдері					A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r мм		h_i мм	d мм	\emptyset	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
IPE AA 80	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80	5	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,9
IPE80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,4	49,33
IPE AA 120	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,47	56,26
IPE A 120	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,7
IPE AA 160	12,1	156,4	82	4	5,6	7	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,4
IPE A 160	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,7
IPE160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19	164	146	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200	18	196,4	100	4,5	6,7	12	22,9	183	159	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12	27	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02

В.3-кесте - I (IPE) Еуропалық қоставр өлшемдері (жалғасы)

Белгіленуі		Өлшемдері					A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r мм		h_i мм	d мм	\emptyset	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L м ² /м	A_G м ² /т
IPE220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24
IPE AA 240	24,9	236,4	120	4,8	8	15	31,7	220,4	190,4	M12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,1
IPE240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,16	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330	43	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,25	29,09
IPE330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,7
IPE O 360+	66	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	M 24	104	114	1,76	16,4

В.3-кесте - I (IPE) Еуропалық қоставр өлшемдері (жалғасы)

Белгіленуі		Өлшемдері					A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r мм		h_i мм	d мм	\emptyset	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
IPE A 550	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24	137	562	514	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15	24	24	197	562	514	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 × 137	137	753	263	11,5	17	17	175	719	685	M 27	102	162	2,506	18,28
IPE 750 × 147	147	753	265	13,2	17	17	188	719	685	M 27	104	164	2,51	17,06
IPE 750 × 173+	173	762	267	14,4	21,6	17	221	718,8	684,8	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 × 196+	196	770	268	15,6	25,4	17	251	719,2	685,2	M 27	106	166	2,552	12,96

В.4-кесте – I (IPE) еуропалық қоставрларды есептеуге арналған анықтама деректері

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235		S460		S355				
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,4	0,09	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 80	5	64,4	16,5	19	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-			
IPE80	6	80,1	20	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,7	0,12	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,4	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	+		
IPE100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,2	0,35	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7	11	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	+		
IPE120	10,4	318	53	60,7	4,9	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	+		

В.4-кесте - I (ІРЕ) еуропалық қоставрларды есептеуге арналған анықтама деректері (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y}♦$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z}♦$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
		S235		S460		S355																
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	+		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,7	6,21	36,4	10	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	+		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,8	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,6	3,96	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	+		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,2	81,9	18	28	2,05	27,8	2,7	5,93	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 200	18	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35	2,21	32	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE200	22,4	1943	194	221	8,26	14	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,3	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	+	+	+
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60	2,7	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	+		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	+	+	+

В.4-кесте - I (IPE) еуропалық қоставрларды есептеуге арналған анықтама деректері (жалғасы)

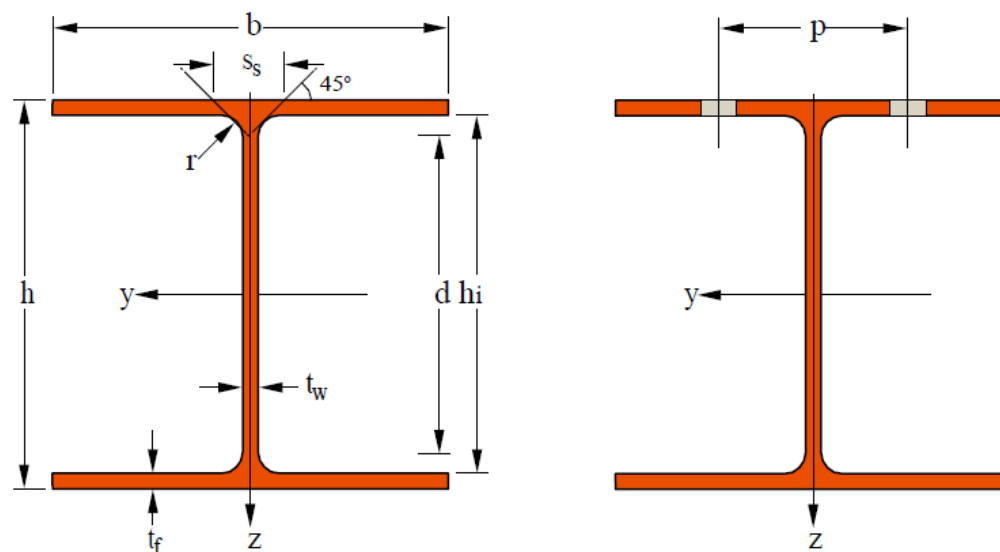
Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235		S460		S355				
IPE300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51	31,1	158	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE360	57,1	16270	904	1019	15	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 137	137	159900	4246	4865	30,3	92,9	5166	393	614	5,44	65,4	137	6980	1	2	-	4	4	-	+	+	+
IPE 750 × 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 750 × 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

В.4-кесте - I (IPE) еуропалық қоставрларды есептеуге арналған анықтама деректері (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y}♦$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z}♦$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235		S460		S355				
IPE 750 × 196	196	240300	6241	7174	31	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

♦ W_{pl} иілімділігі ескерілетін есептер үшін кескін қиманың қажетті шекті бұрышына сәйкес 1 немесе 2 класқа жатуы тиіс.

В.3 Кең сөрелі көтеруші қадалар (HP)



Өлшемдері: зауыт-өндіруші стандарттарына сәйкес

Рұқсатты ауытқулары: EN 10034: 1993

Бетінің күйі: EN 10163-3:2004 сәйкес, С класы, 1 қосымша класы

В.3-сурет – HP

В.5-кесте – Кең сөрелі көтеру қадаларының өлшемдері (НР)

Белгіленуі		Өлшемдері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HP 200 × 43	42,5	200	205	9	9	10	54,1	182	162	M 27	100	106	1,185	27,88
HP 200 × 53	53,5	204	207	11,3	11,3	10	68,4	181,4	161,4	M 27	104	108	1,196	22,36
HP 220 × 57	57,2	210	224,5	11	11	18	72,9	188	152	M 27	102	122	1,265	22,12
HP 260 × 75	75	249	265	12	12	24	95,5	225	177	M 27	116	164	1,493	19,9
HP 260 × 87	87,3	253	267	14	14	24	111	225	177	M 27	118	166	1,505	17,24
HP 305 × 79	78,9	299,3	306,4	11	11,1	15,2	101	277,1	246,7	M 27	102	204	1,776	22,52
HP 305 × 88	88	301,7	307,8	12,4	12,3	15,2	112	277,1	246,7	M 27	104	206	1,784	20,28
HP 305 × 95	94,9	303,7	308,7	13,3	13,3	15,2	121	277,1	246,7	M 27	106	206	1,79	18,85
HP 305 × 110	110	307,9	310,7	15,3	15,4	15,2	140	277,1	246,7	M 27	108	208	1,802	16,39
HP 305 × 126	126	312,3	312,9	17,5	17,6	15,2	161	277,1	246,7	M 27	110	210	1,815	14,4
HP 305 × 149	149	318,5	316	20,6	20,7	15,2	190	277,1	246,7	M 27	114	214	1,834	12,3
HP 305 × 180	180	326,7	319,7	24,8	24,8	15,2	229	277,1	246,7	M 27	118	218	1,857	10,31
HP 305 × 186	186	328,3	320,9	25,5	25,6	15,2	237	277,1	246,7	M 27	118	218	1,863	10,02
HP 305 × 223	223	337,9	325,7	30,3	30,4	15,2	284	277,1	246,7	M 27	124	220	1,892	8,487
HP 320 × 88	88,5	303	304	12	12	27	113	279	225	M 27	122	202	1,752	19,8
HP 320 × 103	103	307	306	14	14	27	131	279	225	M 27	124	204	1,764	17,15
HP 320 × 117	117	311	308	16	16	27	150	279	225	M 27	126	206	1,776	15,13
HP 320 × 147	147	319	312	20	20	27	187	279	225	M 27	130	210	1,8	12,27
HP 320 × 184	184	329	317	25	25	27	235	279	225	M 27	136	216	1,83	9,939
HP 360 × 109	109	346,4	371	12,8	12,9	15,2	139	320,6	290,2	M 27	102	266	2,125	19,51
HP 360 × 133	133	352	373,8	15,6	15,7	15,2	169	320,6	290,2	M 27	104	268	2,142	16,11
HP 360 × 152	152	356,4	376	17,8	17,9	15,2	194	320,6	290,2	M 27	106	270	2,155	14,18
HP 360 × 174	174	361,4	378,5	20,3	20,4	15,2	222	320,6	290,2	M 27	110	272	2,17	12,48
HP 360 × 180	180	362,9	378,8	21,1	21,1	15,2	230	320,7	290,3	M 27	110	272	2,173	12,06
HP 400 × 122 ⁺	122	348	390	14	14	15	156	320	290	M 27	102	284	2,202	17,99

В.5-кесте Кең сөрелі көтеру қадаларының өлшемдері (НР) (жалғасы)

Белгіленуі		Өлшемдері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
НР 400 × 140 ⁺	140	352	392	16	16	15	179	320	290	М 27	104	286	2,214	15,8
НР 400 × 158 ⁺	158	356	394	18	18	15	201	320	290	М 27	106	288	2,226	14,08
НР 400 × 176 ⁺	176	360	396	20	20	15	224	320	290	М 27	108	290	2,238	12,71
НР 400 × 194 ⁺	194	364	398	22	22	15	248	320	290	М 27	110	292	2,25	11,58
НР 400 × 213 ⁺	213	368	400	24	24	15	271	320	290	М 27	112	294	2,262	10,64
НР 400 × 231 ⁺	231	372	402	26	26	15	294	320	290	М 27	114	296	2,274	9,848

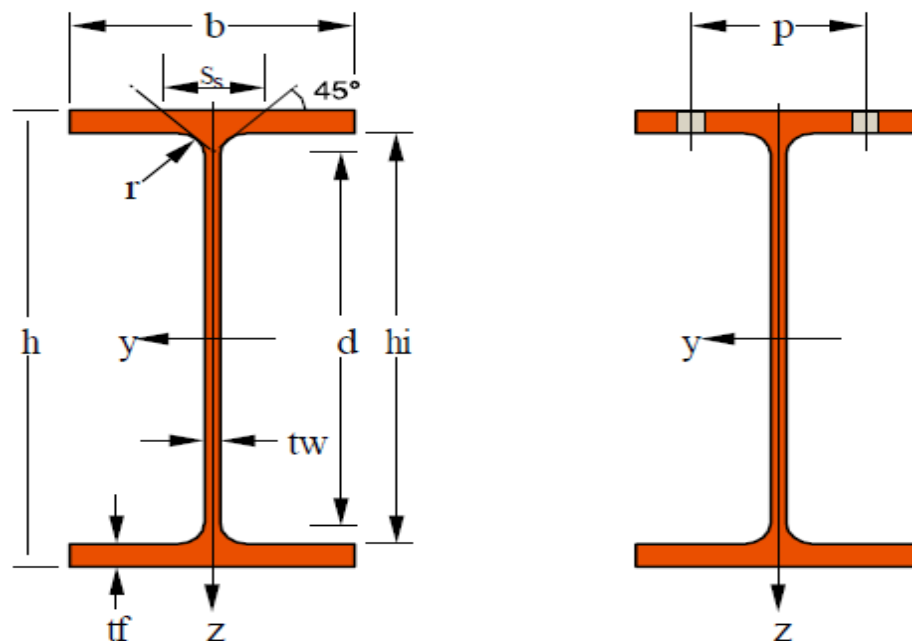
В.6-кесте – Кең сөрелі көтеру қадасын (НР) есептеуге арналған анықтама деректері

Белгіленуі		қима сипаттамасы												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у					ось z-z															
	G кг/м	I _y ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} ³ мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ³ ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} ² мм ² ×10 ²	I _z ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} ³ мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ³ ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	I _w ⁶ мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HP 200 × 43	42,5	3888	388,8	434,5	8,47	19,85	1294	126,2	193,4	4,89	38,72	17,68	117,9	2	3	4	2	3	4	+	+	
HP 200 × 53	53,5	4977	488	551,3	8,55	24,89	1673	161,7	248,6	4,96	45,62	34,2	155,1	1	2	3	1	2	3	+	+	
HP 220 × 57	57,2	5729	545,6	613,7	8,87	28,63	2079	185,2	285,5	5,34	54,09	44,18	205,4	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HP 260 × 75	75	10650	855,1	958,5	10,56	39,14	3733	281,7	435,1	6,25	64,12	79,29	522,6	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HP 260 × 87	87,3	12590	994,9	1124	10,64	45,12	4455	333,7	516,2	6,33	70,12	115,7	634,2	1	1	3	1	1	3	+	+	+
HP 305 × 79	78,9	16440	1099	1218	12,79	37,06	5326	347,7	531,2	7,28	51,01	51,37	1105	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 305 × 88	88	18420	1221	1360	12,82	41,61	5984	388,9	595,2	7,31	54,81	70,05	1252	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HP 305 × 95	94,9	20040	1320	1474	12,87	44,65	6529	423	648	7,35	57,71	86,69	1375	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HP 305 × 110	110	23560	1531	1720	12,97	51,42	7709	496,2	761,7	7,42	63,91	131,4	1647	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI

В.6-кесте - Кең сөрелі көтеру қадасын (НР) есептеуге арналған анықтама деректері (жалғасы)

Белгіленуі		қима сипаттамасы												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} ³ мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} [◆] мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} ² мм ² ×10 ²	I _z ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} ³ мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} [◆] мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	S _s мм	I _t ⁴ мм ⁴ ×10 ⁴	I _w ⁶ мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HP 305 × 126	126	27410	1755	1986	13,06	58,91	9002	575,4	885,2	7,49	70,51	194,3	1951	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 305 × 149	149	33070	2076	2370	13,2	69,62	10910	690,5	1066	7,58	79,81	314,2	2414	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 180	180	40970	2508	2897	13,37	84,39	13550	847,4	1313	7,69	92,21	541,7	3077	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 186	186	42610	2596	3003	13,41	86,95	14140	881,5	1366	7,73	94,51	593,7	3230	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 223	223	52700	3119	3653	13,62	104,4	17580	1079	1680	7,87	108,9	998,4	4138	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 320 × 88	88,5	18740	1237	1379	12,9	47,66	5634	370,6	572,1	7,07	67,6	99,04	1190	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HP 320 × 103	103	22050	1437	1611	12,97	54,84	6704	438,2	677,3	7,15	73,6	142,3	1435	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HP 320 × 117	117	25480	1638	1849	13,06	62,1	7815	507,5	785,5	7,23	79,6	198,5	1695	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 320 × 147	147	32670	2048	2338	13,22	76,86	10160	651,3	1011	7,37	91,6	357,1	2263	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 320 × 184	184	42340	2574	2979	13,44	95,76	13330	841,2	1311	7,54	106,6	662	3067	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 360 × 109	109	30630	1769	1956	14,86	48,59	10990	592,3	902,9	8,9	56,41	90,73	3053	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 360 × 133	133	37980	2158	2406	14,98	59,22	13680	731,9	1119	8,99	64,81	160,7	3864	3	3	4	3	3	4	+	HI	HI
HP 360 × 152	152	43970	2468	2767	15,07	67,68	15880	844,5	1293	9,05	71,41	236,4	4543	2	3	3	2	3	3	+	HI	HI
HP 360 × 174	174	51010	2823	3186	15,18	77,41	18460	975,6	1497	9,13	78,91	348,5	5360	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 360 × 180	180	53040	2923	3306	15,2	80,52	19140	1011	1552	9,13	81,11	387,2	5583	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 400 × 122	122	34770	1998	2212	14,93	52,89	13850	710,3	1082	9,42	59,57	118,7	3860	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 400 × 140	140	40270	2288	2547	15,02	60,49	16080	820,2	1252	9,49	65,57	175,3	4534	3	3	4	3	3	4	+	HI	HI
HP 400 × 158	158	45940	2581	2888	15,1	68,17	18370	932,4	1425	9,55	71,57	248	5241	2	3	3	2	3	3	+	HI	HI
HP 400 × 176	176	51770	2876	3235	15,19	75,93	20720	1047	1603	9,61	77,57	338,9	5982	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HP 400 × 194	194	57760	3174	3588	15,28	83,77	23150	1163	1784	9,67	83,57	450,2	6759	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 400 × 213	213	63920	3474	3947	15,37	91,69	25640	1282	1969	9,73	89,57	584,2	7574	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HP 400 × 231	231	70260	3777	4312	15,45	99,69	28200	1403	2158	9,79	95,57	743,1	8425	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI

В.4 Еуропалық кең сөрелі қоставрлар (HEB)



Өлшемдері: HE A, HE B және HE M 100 – 1000 EU 53-62 стандартына сәйкес;
 HE 1000 с GHE>GHEM ASTM A 6/A 6M – 07-ге сәйкес
 HE C PN-H-93452:2005-ке сәйкес;
 HE AA 100-1000 зауыт өндіруші стандарттарына сәйкес
 Рұқсатты ауытқулары: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 с GHE>GHE M
 Бетіне қойылатын талаптар: EN 10163-3:2004 сәйкес, C-класы, 1 қосымша класы

В.4-сурет – HEB

В.7-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HE)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 100 AA	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA	18,1	128	140	4,3	6	12	23	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,97	12,74
HE 180 AA	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25

В.7-кесте - Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HE) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 180 C	69,8	190	183	11,5	19	15	89	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,13	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91	188	152	M 27	100	118	1,27	17,77
HE 220 C	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,7
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,9
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,46	9,318
HE 260 AA	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA	61,2	264	280	7	10	24	78	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01

В.7-кесте - Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HE) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,8
HE 300 C	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,74	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,81	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,67
HE 360 AA	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,73
HE 400 AA	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46

В.7-кесте - Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HE) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,11	13,6
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,28	8,195
HE 600 AA	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 × 337	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 × 399	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,45	6,137
HE 650 AA	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	M 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69

В.7-кесте - Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HE) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	286,3	588	534	M 27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21	40	27	373,7	588	534	M 27	132	200	2,468	8,411
HE 650 × 343	343	680	309	25	46	27	437,5	588	534	M 27	138	202	2,5	7,278
HE 650 × 407	407	696	314	29,5	54	27	518,8	588	534	M 27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA	150	670	300	13	17	27	190,9	636	582	M 27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	306,4	636	582	M 27	126	198	2,52	10,48
HE 700 M	301	716	304	21	40	27	383	636	582	M 27	132	200	2,56	8,513
HE 700 × 352	352	728	308	25	46	27	448,6	636	582	M 27	138	200	2,592	7,359
HE 700 × 418	418	744	313	29,5	54	27	531,9	636	582	M 27	142	206	2,635	6,31
HE 800 AA	172	770	300	14	18	30	218,5	734	674	M 27	130	198	2,66	15,51
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03
HE 800 B	262	800	300	17,5	33	30	334,2	734	674	M 27	134	198	2,713	10,34
HE 800 M	317	814	303	21	40	30	404,3	734	674	M 27	138	198	2,746	8,655
HE 800 × 373	373	826	308	25	46	30	474,6	734	674	M 27	144	200	2,782	7,469
HE 800 × 444	444	842	313	30	54	30	566	734	674	M 27	148	206	2,824	6,357
HE 900 AA	198	870	300	15	20	30	252,2	830	770	M 27	130	198	2,858	14,44
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51
HE 900 B	291	900	300	18,5	35	30	371,3	830	770	M 27	134	198	2,911	9,99
HE 900 M	333	910	302	21	40	30	423,6	830	770	M 27	138	198	2,934	8,824
HE 900 × 391	391	922	307	25	46	30	497,7	830	770	M 27	144	200	2,97	7,604
HE 900 × 466	466	938	312	30	54	30	593,7	830	770	M 27	148	204	3,012	6,464
HE 1000 AA	222	970	300	16	21	30	282,2	928	868	M 27	132	198	3,056	13,8

В.7-кесте - Еуропалық кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 1000 × 249	249	980	300	16,5	26	30	316,8	928	868	M 27	134	194	3,08	12,37
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	400	928	868	M 27	134	198	3,11	9,905
HE 1000 M	349	1008	302	21	40	30	444,2	928	868	M 27	138	198	3,13	8,978
HE 1000 × 393	393	1016	303	24,4	43,9	30	500,2	928	868	M 27	142	198	3,14	8,01
HE 1000 × 415	415	1020	304	26	46	30	528,7	928	868	M 27	144	198	3,15	7,6
HE 1000 × 438	438	1026	305	26,9	49	30	556	928	868	M 27	146	198	3,17	7,25
HE 1000 × 494	494	1036	309	31	54	30	629,1	928	868	M 27	148	204	3,19	6,47
HE 1000 × 584	584	1056	314	36	64	30	743,7	928	868	M 27	154	208	3,24	5,56

В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
		G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу				
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,3	6,16	1	1	-	1	1	-	+		
HE100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,9	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	+	+	+

В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	+		
HE120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	+		
HE140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,5	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE160 B	42,6	2492	311,5	354	6,78	17,59	889,2	111,2	170	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	+		
HE160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,8	60,21	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 C	69,8	5543	583,5	675	7,89	27,3	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	+		
HE200 M	103	10640	967,4	1135	9	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	+	+	+

В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 240 AA	47,4	5835	521	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,1	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6	56,1	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,6	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,6	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,5	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	+		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,9	111,1	719	1728	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7	62,12	62,1	785,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	+		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,4	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,3	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185	1688	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	+		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,4	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108	1512	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI

В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	+		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE340 A	105	27690	1678	1850	14,4	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HE340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,9	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,7	42,17	5410	360,7	553	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI
HE360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,6	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,3	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	+	+	+
HE400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189	2942	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI
HE400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,4	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,7	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,7	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE450 M	263	131500	5501	6331	19,8	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI
HE500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE550 B	199	136700	4971	5591	23,2	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI

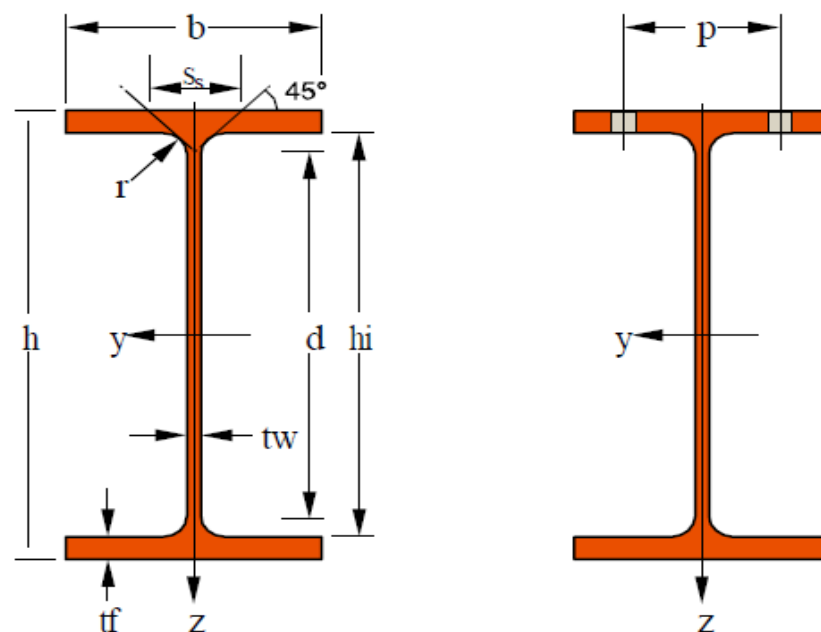
В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
		G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу				
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 × 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE600 × 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,4	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	+	+	+
HE650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE650 B	225	210600	6480	7320	27,12	122	13980	932,3	1441	6,99	109,6	739,2	13360	1	1	1	2	3	4	+	HI	HI
HE650 M	293	281700	8433	9657	27,45	159,7	18980	1245	1936	7,13	132,6	1579	18650	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE650 × 343	343	333700	9815	11350	27,62	189,6	22720	1470	2300	7,21	148,6	2442	22730	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 × 407	407	405400	11650	13620	27,95	224,8	28020	1785	2803	7,35	169,1	3958	28710	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 AA	150	142700	4260	4840	27,34	100,3	7673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8155	1	1	2	4	4	4	+	+	+
HE700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE700 B	241	256900	7340	8327	28,96	137,1	14440	962,7	1495	6,87	112,6	830,9	16060	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE700 M	301	329300	9198	10540	29,32	169,8	18800	1240	1929	7,01	132,6	1589	21400	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE700 × 352	352	389700	10710	12390	29,47	201,6	22510	1461	2293	7,08	148,6	2461	26050	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 × 418	418	472500	12700	14840	29,8	239	27760	1774	2797	7,22	169,1	3989	32850	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE800 AA	172	208900	5426	6225	30,92	123,8	8134	542,2	856,6	6,1	85,15	256,8	11450	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE800 B	262	359100	8977	10230	32,78	161,8	14900	993,6	1553	6,68	118,6	946	21840	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE800 M	317	442600	10870	12490	33,09	194,3	18630	1230	1930	6,79	136,1	1646	27780	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE800 × 373	373	523900	12690	14700	33,23	230,3	22530	1463	2311	6,89	152,1	2554	34070	1	1	1	1	2	2	+	HI	
HE800 × 444	444	634500	15070	17640	33,48	276,5	27800	1776	2827	7,01	173,1	4180	42840	1	1	1	1	1	1	+	HI	

В.8-кесте – Еуропалық кең сөрелі қоставрларға арналған анықтама деректері (НЕ) (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 бойынша жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE900 AA	198	301100	6923	7999	34,55	147,2	9041	602,8	957,7	5,99	90,15	334,9	16260	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE900 A	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,5	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE900 B	291	494100	10980	12580	36,48	188,8	15820	1050	1658	6,53	123,6	1137	29460	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE900 M	333	570400	12540	14440	36,7	214,4	18450	1220	1929	6,6	136,1	1671	34750	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE900 × 391	391	674300	14630	16990	36,81	254,3	22320	1454	2312	6,7	152,1	2597	42560	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HE900 × 466	466	814900	17380	20380	37,05	305,3	27560	1767	2832	6,81	173,1	4256	53400	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HE1000 AA	222	406500	8380	9777	37,95	172,2	9501	633,4	1016	5,8	93,15	403,4	21280	1	1	-	4	4	-	+		
HE1000× 249	249	481100	9818	11350	38,97	180,7	11750	784	1245	6,09	103,6	584,4	26620	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 A	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 B	314	644700	12890	14860	40,15	212,5	16280	1085	1716	6,38	126,1	1254	37640	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 M	349	722300	14330	16570	40,32	235	18460	1222	1940	6,45	136,1	1701	43020	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE1000 ×393	393	807700	15900	18540	40,18	271,3	20500	1353	2168	6,4	147,3	2332	48080	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HE1000 ×415	415	853100	16728	19571	40,17	288,6	21710	1428	2298	6,41	153,1	2713	51080	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HE1000 ×438	438	909200	17720	20750	40,43	299,9	23360	1531	2463	6,48	160	3190	55290	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HE1000 ×494	494	1028000	19845	23413	40,42	344,5	26820	1736	2818	6,53	174,1	4433	64010	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HE1000 ×584	584	1246100	23600	28039	40,93	403,2	33430	2130	3475	6,7	199,1	7230	81240	1	1	1	1	1	2	+	HI	

В.7 Еуропалық кеңейтілген кең сөрелі қоставрлар (HL)



Өлшемдері: ASTM A 6/A 6M - 07

Рұқсатты ауытқулары: ASTM A 6/A 6M - 07

Бетінің күйі: EN 10163-3:2004 сәйкес, C класы, 1 қосымша класы

В.7-сурет – HL

В.14-кесте – Еуропалық кеңейтілген кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HL)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HL 920 × 588	588	975	427	31	55,9	19	748,1	863,2	825,2	M 27	138	322	3,563	6,068
HL 920 × 656	656	987	431	34,5	62	19	835,3	863	825	M 27	144	320	3,596	5,485
HL 920 × 725	725	999	434	38,1	68,1	19	922,9	862,8	824,8	M 27	148	323	3,625	5,004
HL 920 × 787	787	1011	437	40,9	73,9	19	1002	863,2	825,2	M 27	152	326	3,656	4,647
HL 920 × 970	970	1043	446	50	89,9	19	1237	863,2	825,2	M 27	160	334	3,737	3,85
HL 1000 AA	296	982	400	16,5	27,1	30	377,6	928	868	M 27	134	294	3,479	11,74
HL 1000 A	321	990	400	16,5	31	30	408,8	928	868	M 27	134	294	3,495	10,89
HL 1000 B	371	1000	400	19	36,1	30	472,8	928	868	M 27	136	294	3,51	9,458
HL 1000 M	412	1008	402	21,1	40	30	525,1	928	868	M 27	140	296	3,53	8,564
HL 1000 × 443	443	1012	402	23,6	41,9	30	563,7	928,2	868,2	M 27	142	296	3,533	7,985
HL 1000 × 483	483	1020	404	25,4	46	30	615,1	928	868	M 27	144	298	3,554	7,36
HL 1000 × 539	539	1030	407	28,4	51,1	30	687,2	927,8	867,8	M 27	146	302	3,58	6,636
HL 1000 × 554	554	1032	408	29,5	52	30	705,8	928	868	M 27	150	296	3,585	6,471
HL 1000 × 591	591	1040	409	31	55,9	30	752,7	928,2	868,2	M 27	148	304	3,602	6,097
HL 1000 × 642	642	1048	412	34	60	30	817,6	928	868	M 27	154	300	3,624	5,647
HL 1000 × 748	748	1068	417	39	70	30	953,4	928	868	M 27	160	304	3,674	4,909
HL 1000 × 883	883	1092	424	45,5	82	30	1125	928	868	M 27	166	312	3,737	4,231
HL 1100 A	343	1090	400	18	31	20	436,5	1028	988	M 27	116	294	3,71	10,83
HL 1100 B	390	1100	400	20	36	20	497	1028	988	M 27	118	294	3,726	9,549
HL 1100 M	433	1108	402	22	40	20	551,2	1028	988	M 27	120	296	3,746	8,657
HL 1100 R	499	1118	405	26	45	20	635,2	1028	988	M 27	124	300	3,77	7,56
HL 920 × 588	588	975	427	31	55,9	19	748,1	863,2	825,2	M 27	138	322	3,563	6,068

В.14-кесте – Еуропалық кеңейтілген кең сөрелі қоставрлардың өлшемдері (HL) (жалғасы)

Белгіленуі		Параметрлері					A мм ² ×10 ²	Конструктивті өлшемдері					Беттің ауданы	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HL 920 × 656	656	987	431	34,5	62	19	835,3	863	825	M 27	144	320	3,596	5,485
HL 920 × 725	725	999	434	38,1	68,1	19	922,9	862,8	824,8	M 27	148	323	3,625	5,004
HL 920 × 787	787	1011	437	40,9	73,9	19	1002	863,2	825,2	M 27	152	326	3,656	4,647
HL 920 × 970	970	1043	446	50	89,9	19	1237	863,2	825,2	M 27	160	334	3,737	3,85
HL 1000 AA	296	982	400	16,5	27,1	30	377,6	928	868	M 27	134	294	3,479	11,74
HL 1000 A	321	990	400	16,5	31	30	408,8	928	868	M 27	134	294	3,495	10,89
HL 1000 B	371	1000	400	19	36,1	30	472,8	928	868	M 27	136	294	3,51	9,458
HL 1000 M	412	1008	402	21,1	40	30	525,1	928	868	M 27	140	296	3,53	8,564
HL 1000 × 443	443	1012	402	23,6	41,9	30	563,7	928,2	868,2	M 27	142	296	3,533	7,985
HL 1000 × 483	483	1020	404	25,4	46	30	615,1	928	868	M 27	144	298	3,554	7,36
HL 1000 × 539	539	1030	407	28,4	51,1	30	687,2	927,8	867,8	M 27	146	302	3,58	6,636
HL 1000 × 554	554	1032	408	29,5	52	30	705,8	928	868	M 27	150	296	3,585	6,471
HL 1000 × 591	591	1040	409	31	55,9	30	752,7	928,2	868,2	M 27	148	304	3,602	6,097
HL 1000 × 642	642	1048	412	34	60	30	817,6	928	868	M 27	154	300	3,624	5,647
HL 1000 × 748	748	1068	417	39	70	30	953,4	928	868	M 27	160	304	3,674	4,909
HL 1000 × 883	883	1092	424	45,5	82	30	1125	928	868	M 27	166	312	3,737	4,231
HL 1100 A	343	1090	400	18	31	20	436,5	1028	988	M 27	116	294	3,71	10,83
HL 1100 B	390	1100	400	20	36	20	497	1028	988	M 27	118	294	3,726	9,549

В.15-кесте – Еуропалық кеңейтілген кең сөрелі қоставрды (HL) есептеуге арналған анықтама деректері

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
		G кг/м	I_y $\text{мм}^4 \times 10^4$	$W_{el,y}$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	$W_{pl,y} \blacklozenge$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	i_y мм	A_{vz} $\text{мм}^2 \times 10^2$	I_z $\text{мм}^4 \times 10^4$	$W_{el,z}$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	$W_{pl,z} \blacklozenge$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	i_z мм	s_s мм	I_t $\text{мм}^4 \times 10^4$	I_w $\text{мм}^6 \times 10^9$	таза иілім у-у			таза қысылу				
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HL 920 × 342	342	624900	13700	15450	37,85	190,1	39010	1867	2882	9,46	111,4	1193	75410	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 365	365	670500	14640	16520	38	200,4	42120	2011	3106	9,52	117	1446	81730	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 387	387	718300	15600	17630	38,17	210,9	45280	2156	3332	9,58	122,6	1734	88370	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 417	417	787600	16970	19210	38,46	223,9	50070	2373	3668	9,7	130,4	2200	98540	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 446	440	846800	18150	20600	38,56	239,1	53980	2552	3951	9,73	137,5	2685	106700	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HL 920 × 488	488	935400	19860	22610	38,8	259,3	59010	2797	4336	9,75	148	3514	117900	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HL 920 × 534	534	1031000	21710	24830	38,94	284,8	65560	3085	4796	9,82	158,7	4542	132100	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 920 × 585	585	1143000	23810	27360	39,16	312	72770	3408	5310	9,88	170,9	5932	148200	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 653	653	1292000	26590	30730	39,41	348,7	83050	3854	6022	9,99	186,6	8124	171300	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 784	784	1593000	31980	37340	39,95	417,6	103300	4728	7424	10,18	216,8	13730	218500	1	1	-	1	1	-	○		
HL 920 × 967	967	2033000	39540	46810	40,64	517,1	133900	6003	9486	10,43	257,9	24930	292400	1	1	-	1	1	-	○		
HL 920 × 344	344	645000	13920	15700	38,41	188	39010	1867	2880	9,45	105,6	1159	78120	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 368	368	692200	14870	16790	38,56	198,2	42120	2010	3104	9,51	111,2	1408	84670	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 390	390	741700	15850	17920	38,74	208,6	45270	2156	3331	9,57	116,8	1691	91550	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 420	420	813300	17250	19530	39,02	221,5	50070	2373	3667	9,68	124,6	2151	102100	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 449	449	874700	18450	20950	39,13	236,6	53970	2552	3949	9,72	131,7	2627	110600	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 920 × 491	491	966300	20200	23000	39,37	256,6	59000	2796	4335	9,73	142,2	3441	122200	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HL 920 × 537	537	1066000	22080	25270	39,51	282,1	65550	3085	4795	9,8	152,9	4447	136900	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 920 × 588	588	1181000	24230	27840	39,74	309,3	72760	3408	5310	9,86	165,1	5860	153200	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 656	656	1335000	27060	31270	39,98	345,8	83040	3853	6022	9,97	180,8	7950	177600	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 725	725	1492000	29880	34740	40,21	383,6	93200	4295	6734	10,05	196,6	10570	201900	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 787	787	1646000	32560	38010	40,53	414,5	103300	4728	7425	10,15	211	13430	226800	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 970	970	2100000	40270	47660	41,21	513,8	133900	6002	9490	10,4	252,1	24320	304000	1	1	1	1	1	1	+	HI	

В.15-кесте – Еуропалық кеңейтілген кең сөрелі қоставрды (HL) есептеуге арналған анықтама деректері (жалғасы)

Белгіленуі		Анықтама мәндері												ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 жіктелуі						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	таза иілім у-у			таза қысылу					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HL 1000 AA	296	620300	12630	14260	40,53	181,5	28960	1448	2243	8,76	105,8	762,6	65900	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 A	321	696400	14070	15800	41,27	184,6	33120	1656	2555	9	113,6	1021	76030	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 B	371	813700	16270	18360	41,49	212,5	38580	1929	2984	9,03	126,3	1575	89440	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 M	412	910500	18070	20460	41,64	236	43400	2160	3349	9,09	136,2	2134	101500	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 1000 × 443	443	966500	19100	21780	41,41	261,8	45500	2264	3529	8,98	142,5	2545	106700	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 1000 × 483	483	1067000	20930	23920	41,66	282,7	50710	2510	3919	9,08	152,5	3311	119900	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 1000 × 539	539	1203000	23350	26820	41,83	316,4	57630	2832	4436	9,16	165,7	4546	137600	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HL 1000 × 554	554	1232000	23880	27500	41,79	328	59100	2897	4547	9,15	168,6	4860	141300	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 1000 × 591	591	1331000	25600	29530	42,05	346,3	64010	3130	4916	9,22	177,9	5927	154300	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 1000 × 642	642	1451000	27680	32100	42,12	379,6	70280	3412	5379	9,27	189,1	7440	170700	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 1000 × 748	748	1732000	32430	37880	42,62	438,9	85110	4082	6459	9,45	214,1	11670	210600	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 1000 × 883	883	2096000	38390	45260	43,16	516,5	105000	4952	7874	9,66	244,6	18750	265700	1	1	-	1	1	-	○		
HL 1100 A	343	867400	15920	18060	44,58	206,5	33120	1656	2568	8,71	103,4	1037	92710	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 B	390	1005000	18280	20780	44,98	230,6	38480	1924	2988	8,8	115,4	1564	108700	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 M	433	1126000	20320	23160	45,19	254,4	43410	2160	3362	8,87	125,4	2130	123500	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 R	499	1294000	23150	26600	45,14	300,4	49980	2468	3870	8,87	139,4	3135	143400	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 920 × 342	342	624900	13700	15450	37,85	190,1	39010	1867	2882	9,46	111,4	1193	75410	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Боровиков А.Г. Проектирование и расчет сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов (Болаттемірбетонды аралық құрылымды автожолдық көпірлерді есептеу және жобалау). Томск 2007
2. Быстров В.А. Совершенствование конструкций и расчета элементов сталежелезобетонных мостов (болаттемірбетонды көпірлерді элементтерін есептеу және конструкцияларды жетілдіру). Ленинград 1987
3. Ефимов П.П. Балочные сплошные цельнометаллические и сталежелезобетонные мосты (Толық металлды тегіс аркалықтар және болаттемірбетонды көпірлер). Москва 2007
4. Картопольцев В.М. Бистальные и бисталежелезобетонные балки пролетных строений (Қосболатты және қосболаттемірбетонды аралық құрылымды аркалық. Томск 1986
5. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты (болаттемірбетонды көпірлер). Москва 1965
6. СНиП 2.05.03 – 84. Мосты и трубы (Көпірлер мен құбырлар). Москва 1996
7. Furtak K. Mosty zespolone (Композитті көпірлер). PWN. Warszawa 1999
8. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete (Болат және бетоннан жасалған композитті конструкциялар). USA, 2004
9. Strasky J., Cobo Arco D., Novotny P., Raventos I. Prestressed concrete technology in a desing of the Bridge across the River Ebro, Spain (Құрамалы темірбетонды Испания, Эбро өзені арқылы өтетін көпірді жобалау кезінде пайдалану), fib Symposium Praque 2011
10. Starosolski W. Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych (2-Еурокод және байланысты нормаларға сәйкес темірбетон конструкциялары). PWN. Warszawa 2011
11. Karlikowski J., Madaj A., Wolowicki W. Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe (Көпірлік болаттемірбетонды конструкциялар). WKL Warszawa 2007
12. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №8/2006
13. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №3/2010
14. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №5/2011
15. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №4/2011
16. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №7/2006
17. Stahlbau (Болат конструкциялар) . Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №6/2004
18. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №12/2009

19. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №2/2006
20. Stahlbau (Болат конструкциялар). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №12/2011
21. Beton und Stahlbetonbau (Бетон және темірбетон). №12/1987 Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin
22. J.Raoul, L.Davaine EN 1994 Part 2. Composite bridges (Болаттемірбетонды көпірлер). Brussels 2008
23. Eurocodes 3 and 4 – Application to steel-concrete composite road Bridges (Болаттемірбетонды автожол көпірлерінде қолдану) (www.setra.equipement.gouv.fr/ln-English.html)
24. ГОСТ 26020 -83 Сөрелердің паралельді қырлары бар болат ыстық илекті қоставрлар. Сортамент.
25. ГОСТ 8239 -89 Болат ыстық илекті қоставрлар. Сортамент.
26. DIN 1025-1:1995 Warmgewalzte I-Träger (Ыстық илекті қоставрлар) - Teil 1: Schmale I-Träger, I-Reihe - Maße, Masse, Statische Werte.
27. EN 10024:1995 Hot rolled taper flange "I" sections. Tolerances on shape and dimensions.
28. EN 10163-3:2004 Delivery Requirements For Surface Condition Of Hot-rolled Steel Plates, Wide Flats And Sections - Part 3: Sections.
29. EN 10034:1993 Steel «I» and «H» Sections. Tolerances on Shape and Dimensions.
30. ASTM A 6/A 6M – 07 Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling.
31. PN-H-93452:2005 Dwuteowniki stalowe szerokostopowe walcowane na gorąco – Wymiary (Ыстық илекті болат кең сөрелі қоставрлар - сортамент).

ӘОЖ 624.0

МСЖ 91.080.01

Түйінді сөздер: болат темірбетон конструкциялар, жобалау негіздері, конструкцияларды есептеу, ұзаққа төзімділігі, көтеру қабілетінің шектеулі күйі, пайдаға жарамдылығы бойынша шектеулі күйі

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	V
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	2
3 Термины и определения	3
4 Обозначения и сокращения	4
4.1 Прописные буквы латинского алфавита.....	4
4.2 Строчные буквы латинского алфавита	8
4.3 Прописные буквы греческого алфавита.....	10
4.4 Строчные буквы греческого алфавита	10
5 Основы проектирования мостовых сталежелезобетонных конструкций.....	12
5.1 Нагрузки и воздействия	12
5.2 Материалы	13
5.2.1 Бетон.....	13
5.2.2 Конструкционная сталь	17
5.2.3 Арматура	18
5.2.4 Соединительные элементы.....	19
5.3 Статический анализ конструкций.....	19
5.3.1 Расчетные модели.....	19
5.3.2 Методы расчета	20
5.3.3 Классификация поперечных сечений.....	20
5.3.4 Определение эффективной ширины железобетонной плиты.....	21
5.3.5 Влияние геометрических и физических факторов.....	22
6 Расчеты по несущей способности.....	25
6.1 Балки пролетных строений.....	25
6.1.1 Несущая способность при изгибе	25
6.1.2 Устойчивость плоской формы изгиб	29
6.1.3 Несущая способность при сдвиге в вертикальной плоскости	29
6.1.4 Расчет железобетонной плиты на продольный сдвиг.....	29
6.1.5 Расчет сдвиговых соединений	32
6.1.6 Расчеты на выносливость	33
6.1.6.1 Определение внутренних усилий	33
6.1.6.2 Оценка выносливости стальных элементов	34
6.1.6.3 Оценка выносливости арматуры	36
6.1.6.4 Оценка выносливости бетона	38
6.1.6.5 Оценка выносливости сдвиговых соединений	39
6.2 Сжатые и сжато-изгибаемые элементы	53
6.2.1 Расчеты при одноосном сжатии.....	53
6.2.2 Расчеты на сжатие с изгибом	57
6.2.3 Потеря местной устойчивости стальных элементов.....	60
6.2.4. Участки передачи сосредоточенных усилий.....	61
6.2.5 Конструктивные требования	63
7 Расчеты по эксплуатационной пригодности	66
7.1 Проверка прогибов.....	66

7.2 Ограничение вибрации	67
7.3 Ограничение трещинообразования в бетоне	68
8 Балочные настилы	70
8.1 Определение внутренних усилий	70
8.2 Проверка несущей способности	71
8.3 Проверка по эксплуатационной пригодности	73
Приложение А (<i>информационное</i>) Конструктивные решения и элементы современных сталежелезобетонных мостов	74
Приложение Б (<i>информационное</i>) Сортамент стальных профилей по ГОСТ	104
Приложение В (<i>информационное</i>) Сортамент стальных европейских двутавров	109
Библиография	142

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено республиканским государственным предприятием «Казахский научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт сейсмостойкого строительства и архитектуры» (РГП «КазНИИССА»).

В настоящем нормативно-техническом пособии приведены:

- принципы и правила проектирования сталежелезобетонных мостов, содержащиеся в Разделах 2-9 СН РК EN 1994-2:2005/2011;

- положения, развивающие принципы и правила, приведенные в Разделах 2-9 СН РК EN 1994-2:2005/2011;

- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 2-9 СН РК EN 1994-2:2005/2011 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия, помимо положений СН РК EN 1994-2:2005/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1994-2:2005/2011;

- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

- соответствующие положения СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1»;

- апробированные результаты исследований и проектных решений, выполненных зарубежными организациями, специализирующимися в области сталежелезобетонных мостов.

Настоящее нормативно-техническое пособие предназначено для инженерно-технических работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

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.
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ****DESIGN OF BRIDGES. PART. COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BRIDGES**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие составлено в развитие положений СН РК EN 1994-2:2005/2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Основные принципы и правила для мостов» и предназначено для применения при проектировании сталежелезобетонных мостов.

1.2 Настоящее нормативно-техническое пособие «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Основные принципы и правила для мостов» содержит и развивает принципы и правила, приведенные в следующих разделах СН РК EN 1994-2:2005/2011:

- Раздел 1 «Общие положения»;
- Раздел 2 «Основы проектирования»;
- Раздел 6 «Предельные состояния по несущей способности»;
- Раздел 7 «Предельные состояния по условию эксплуатационной пригодности»;
- Раздел 8 «Сборные железобетонные плиты в сталежелезобетонных мостах».

1.3 Принципы и правила, приведенные в СН РК EN 1994-2:2005/2011, подразделяются на общие и специальные.

В Разделах 1-5 СН РК EN 1994-2:2005/2011 и в настоящем нормативно-техническом пособии приведены принципы и правила, являющиеся общими для сталежелезобетонных мостов и их конструктивных элементов.

Специальные принципы и правила проектирования сталежелезобетонных мостов, дополняющие общие принципы и правила, содержатся:

- в Разделах 6 – 9 СН РК EN 1994-2:2005/2011 и в соответствующих пособиях к указанным разделам;
- в Разделах 5 – 8 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 и в соответствующих пособиях к указанным разделам.

1.4 Целью настоящего документа является обеспечение расчета и проектирование сталежелезобетонных мостов.

1.5 Настоящее нормативно-техническое пособие предназначено для использования:

- заказчиками проектной документации (например, для формулирования основных требований к сталежелезобетонным мостам);
- специалистами, осуществляющими проектирование сталежелезобетонных мостов;

- специалистами, осуществляющими контроль качества проектирования и строительства сталежелезобетонных мостов;
- соответствующими административными органами.

1.6 Проектирование сталежелезобетонных мостов, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1994-2:2005/2011 до разработки соответствующих нормативов следует осуществлять на основании специальных технических условий, основанных на результатах специальных исследований.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения):

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

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 1991-2:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть. 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.

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1993-1-3:2006/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.

СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций при действии нагрузок в плоскости пластины.

СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений.

СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность.

СН РК EN 1993-1-10:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-10. Ударная вязкость материала и прочностные свойства в направлении толщины проката.

СН РК EN 1993-2:2006/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 2. Стальные мосты.

СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1994-2:2005/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Основные принципы и правила для мостов.

СН РК EN 1997-1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

СТ РК ISO 13918 Сварка. Шпильки и керамические втулки для дуговой приварки шпилек.

СТ РК ISO 14555 Сварка. Дуговая приварка шпилек из металлических материалов;

СТ РК EN 10025-1 Изделия горячекатаные из конструкционной стали. Часть 1. Общие технические условия поставки;

СТ РК EN 10025-1 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Общие условия поставки.

СТ РК EN 10025-2 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Технические условия поставки для нелегированной конструкционной стали.

СТ РК EN 10025-3 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Технические условия поставки нормализованных в процессе прокатки свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

СТ РК EN 10025-4 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Технические условия поставки термоупрочненных прокатных свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

СТ РК EN 10025-5 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Технические условия поставки конструкционных сталей повышенной стойкости к атмосферной коррозии.

СТ РК EN 10025-6 Изделия из горячекатаных конструкционных сталей. Технические условия поставки листового проката из высокопрочных конструкционных сталей, закаленных с последующим отпуском.

СТ РК EN 10149-2 Прокат плоский горячекатаный из стали с высоким пределом текучести для изменения формы в холодном состоянии. Часть 2. Условия поставки катаной стали, подвергнутой термомеханической обработке.

СТ РК EN 10149-3 Прокат плоский горячекатаный из стали с высоким пределом текучести для изменения формы в холодном состоянии. Часть 3: Условия поставки нормализованной или нормализованной катаной стали.

Примечание – При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием 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 нормативно-техническом пособии применяются термины по СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 и СН РК EN 1993-2:2006/2011, а также применяются следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Сталежелезобетонный элемент (composite member): Конструктивный элемент с компонентами из железобетона и стали, объединенные сдвиговыми соединениями с тем, чтобы ограничить продольный сдвиг между бетоном и сталью и отделение одного компонента от другого.

3.2 Сдвиговое соединение (shear connection): Соединение между железобетонными и стальными компонентами сталежелезобетонного элемента, обладающее достаточной прочностью и жесткостью для того, чтобы два компонента могли проектироваться как части одного конструктивного элемента.

3.3 Сталежелезобетонная балка (composite beam): Составной элемент, подвергающийся, главным образом, воздействию изгиба.

3.4 Сталежелезобетонная колонна (composite column): Составной элемент, подвергающийся, главным образом, воздействию сжатия или сжатия с изгибом.

3.5 Сталежелезобетонная плита (composite slab): Плита, в которой стальные профильные листы первоначально используются в качестве несъемной опалубки, а затем конструктивно соединяются с затвердевшим бетоном и функционируют как арматура, работающая на растяжение.

3.6 Сталежелезобетонная рама (composite frame): Рамная конструкция, в которой некоторые или все элементы являются составными сталежелезобетонными, а оставшиеся – конструктивными стальными элементами.

3.7 Комбинированный стык (composite joint): Стык между одним сталежелезобетонным элементом и другим сталежелезобетонным, стальным или железобетонным элементом, в котором армирование в проекте принимается в расчет для обеспечения прочности и жесткости стыка.

3.8 Жесткость при изгибе без учета образования трещин в железобетоне (uncracked flexural stiffness): Жесткость $E_a I_1$ поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, в которой I_1 является моментом инерции нетто площади полезного эквивалентного сечения стали, рассчитанным, исходя из предположения, что растянутый бетон находится в состоянии без трещин.

3.9 Жесткость при изгибе с учетом образования трещин в железобетоне (cracked flexural stiffness): Жесткость $E_a I_2$ поперечного сечения комбинированного элемента, в котором I_2 является моментом инерции площади сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, рассчитанного без учета растянутого бетона, но с учетом армирования.

3.10 Предварительное напряжение (prestess): Процесс приложения сжимающих напряжений к бетонной части сталежелезобетонного сечения с использованием напрягаемой арматуры или регулируемых деформаций.

3.11 Балочный настил (beam slab): Настил, состоящий из железобетонной плиты и прокатных или сварных стальных балок, частично заделанных в бетон, нижняя полка которых находится на уровне нижней части плиты.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии приняты следующие обозначения:

4.1 Прописные буквы латинского алфавита

- A_a — площадь поперечного сечения стальной части конструкции;
- A_b — площадь поперечного сечения нижней поперечной арматуры;
- A_{bh} — площадь поперечного сечения нижней поперечной арматуры выступа (вута);
- A_c — площадь поперечного сечения бетона;
- A_{ct} — площадь поперечного сечения растянутой зоны бетона;
- A_{fc} — площадь поперечного сечения сжатой полки (пояса);
- A_p — площадь напрягаемой арматуры;
- A_s — площадь поперечного сечения арматуры;
- A_{sf} — площадь поперечного сечения поперечной арматуры;
- A_t — площадь поперечного сечения верхней поперечной арматуры;
- A_v — площадь сдвига конструкции стального профиля;
- A_l — площадь загрузки под косынкой (фасонкой);
- E_a — модуль упругости конструкционной стали;
- $E_{c,eff}$ — расчетный модуль упругости для бетона;
- E_{cm} — секущий модуль упругости бетона;
- E_s — расчетное значение модуля упругости арматурной стали;
- $(EA)_{eff}$ — эффективная продольная жесткость бетона с учетом трещин;
- $(EI)_{eff}$ — эффективная жесткость на изгиб для расчета относительной гибкости;
- $(EI)_{eff,II}$ — эффективная жесткость на изгиб для расчета второго порядка;
- $(EI)_2$ — жесткость на изгиб с учетом трещин на единицу ширины бетонной или сталежелезобетонной плиты;
- G_a — модуль сдвига конструкционной стали;
- G_c — модуль сдвига бетона;
- I_a — момент инерции площади стальной части конструкции;
- I_{at} — постоянная кручения Сен Венана стальной части конструкции;
- I_c — момент инерции площади сечения бетона без учета трещин;
- I_{eff} — расчетный момент инерции площади балок заполнения;
- I_s — момент инерции площади стальной арматуры;
- I_1 — момент инерции площади нетто сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, с учетом отсутствия трещин в растянутом бетоне;
- I_2 — момент инерции площади нетто сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, рассчитанного без учета растянутого бетона, но с включением арматуры;
- L — длина; пролет; расчетная длина пролета;

- L_e — эквивалентный пролет;
- L_{A-B} — длина неупругой области между точками А и В, соответствующая $M_{el,Rd}$ и $M_{ed,max}$ соответственно;
- L_v — длина сдвигового соединения;
- M — изгибающий момент;
- M_a — вклад стальной части сечения конструкции в расчетный пластический предельный момент сталежелезобетонного сечения;
- $M_{a,Ed}$ — расчетный изгибающий момент, действующий на стальную часть сечения конструкции;
- $M_{b,Rd}$ — расчетное значение предельного момента сталежелезобетонной балки при продольном изгибе;
- $M_{c,Ed}$ — часть расчетного изгибающего момента, действующая на сталежелезобетонное сечение;
- M_{cr} — упругий критический момент для продольного изгиба с кручением сталежелезобетонной балки;
- M_{Ed} — расчетный изгибающий момент;
- $M_{Ed,max}$ — общий расчетный изгибающий момент, действующий на стальной и сталежелезобетонный элементы;
- $M_{Ed,max,f}$ — максимальный изгибающий момент или внутренняя сила, вызванные усталостной нагрузкой;
- $M_{Ed,min,f}$ — минимальный изгибающий момент, вызванный усталостной нагрузкой;
- $M_{el,Rd}$ — расчетное значение упругого предельного момента сталежелезобетонного сечения;
- $M_{f,Rd}$ — расчетный предельный момент согласно СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 (5.2.6.1);
- $M_{max,Rd}$ — максимальное расчетное значение предельного момента с учетом нормального сжимающего усилия;
- M_{perm} — наиболее неблагоприятный изгибающий момент для характерного сочетания;
- $M_{pl,a,Rd}$ — расчетное значение пластического предельного момента сечения стальной части конструкции;
- $M_{pl,N,Rd}$ — расчетное значение пластического предельного момента сталежелезобетонного сечения с учетом нормального сжимающего усилия;
- $M_{pl,Rd}$ — расчетное значение пластического предельного момента сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением;
- $M_{pl,y,Rd}$ — расчетное значение пластического предельного момента относительно оси у-у сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением;
- $M_{pl,z,Rd}$ — расчетное значение пластического предельного момента относительно оси z-z сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением;
- M_{Rd} — расчетное значение предельного момента сталежелезобетонного сечения;
- M_{Rk} — характеристическое значение предельного момента сталежелезобетонного сечения или соединения;
- $M_{y,Ed}$ — расчетный изгибающий момент, действующий на сталежелезобетонное сечение относительно оси у-у;

- $M_{z,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, действующий на сталежелезобетонное сечение относительно оси z-z;
- N_a – расчетное значение нормального усилия в сечении стальной части конструкции сталежелезобетонной балки;
- N_c – расчетное значение нормального сжимающего усилия в бетонной полке;
- N_{cd} – расчетное сжимающее усилие в бетонной плите, соответствующее $M_{Ed,max}$;
- $N_{c,f}$ – расчетное значение нормального сжимающего усилия в бетонной полке с полным сдвиговым соединением;
- $N_{c,el}$ – нормальное сжимающее усилие в бетонной полке, соответствующее $M_{el,Rd}$;
- $N_{cr,eff}$ – упругая критическая сила сталежелезобетонной стойки, соответствующая расчетной изгибной жесткости;
- N_{cr} – нормальная упругая критическая сила;
- N_{cl} – расчетное значение нормальной силы, вычисленное для введения нагрузки;
- N_{Ed} – расчетное значение нормальной сжимающей силы;
- $N_{Ed,serv}$ – нормальное усилие бетонного растянутого элемента для SLS;
- $N_{Ed,ult}$ – нормальное усилие бетонного растянутого элемента для ULS;
- $N_{G,Ed}$ – расчетное значение постоянной части нормальной сжимающей силы;
- $N_{pl,a}$ – расчетное значение пластического сопротивления (прочности) сечения стальной части конструкции воздействию нормальной силы;
- $N_{pl,Rd}$ – расчетное значение пластического сопротивления (прочности) сталежелезобетонного сечения воздействию нормальной сжимающей силы;
- $N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение упругого пластического сопротивления (прочности) сталежелезобетонного сечения воздействию нормальной сжимающей силы;
- $N_{pm,Rd}$ – расчетное значение сопротивления (прочности) бетона воздействию нормальной сжимающей силы;
- N_s – расчетное значение пластического сопротивления (прочности) стальной арматуры воздействию нормальной силы;
- N_{sd} – расчетное значение пластического сопротивления (прочности) стальной арматуры воздействию нормального растягивающего усилия;
- $N_{s,el}$ – растягивающее усилие с учетом трещин в бетонной плите, соответствующее $M_{el,Rd}$ с учетом жесткости при растяжении;
- P_{Ed} – продольная сила, действующая на соединительный элемент на расстоянии x от ближайшей стенки;
- $P_{l,Rd}$ – расчетное значение сопротивления сдвигу одиночного соединительного стержня упора, соответствующее F_t ;
- P_{Rd} – расчетное значение сопротивления сдвигу одиночного соединительного элемента;
- P_{Rk} – характеристическое значение сопротивления сдвигу одиночного соединительного элемента;
- $P_{t,Rd}$ – расчетное значение сопротивления сдвигу одиночного соединительного стержня упора, соответствующее F_t ;
- $V_{a,Ed}$ – расчетное значение поперечной силы, действующей на сечение стальной части конструкции;

- $V_{b,Rd}$ – расчетное значение сопротивления (прочности) стального ребра потере устойчивости при сдвиге;
- $V_{c,Ed}$ – расчетное значение поперечной силы, действующей на железобетонное сечение балки заполнения;
- V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы, действующей на сталежелезобетонное сечение;
- V_L – продольное сдвигающее усилие, действующее вдоль контакта стали и бетона;
- $V_{L,Ed}$ – продольное сдвигающее усилие, действующее на участок L_{A-B} неупругой области;
- $V_{pl,Rd}$ – расчетное значение пластического сопротивления сталежелезобетонного сечения воздействию вертикального сдвига;
- $V_{pl,a,Rd}$ – расчетное значение пластического сопротивления стальной части сечения конструкции воздействию вертикального сдвига;
- $V_{p,Rd}$ – расчетное значение сопротивления сталежелезобетонной плиты на продавливание;
- V_{Rd} – расчетное значение сопротивления сталежелезобетонной плиты воздействию вертикального сдвига;

4.2 Строчные буквы латинского алфавита

- a_w – консоль полки стальной балки;
- b – ширина полки стального профиля; ширина плиты, половина расстояния между смежными стенками или расстояние между стенкой и свободной кромкой полки;
- b_{eff} – общая эффективная ширина;
- $b_{eff,1}$ – эффективная ширина в середине пролета, опирающегося на оба конца;
- $b_{eff,2}$ – эффективная ширина на промежуточной опоре;
- b_{ei} – эффективная ширина бетонной полки с каждой стороны относительно стенки; эффективная ширина сталежелезобетонной нижней полки коробчатого сечения;
- b_f – ширина полки стального профиля;
- b_i – геометрическая ширина бетонной полки с каждой стороны относительно стенки;
- b_0 – расстояние между центрами элементов сдвиговых соединений (упоров); средняя ширина бетонного ребра (минимальная ширина для входящих листовых профилей); ширина вута;
- c – ширина выступа стальной полки; эффективный периметр арматурного стержня;
- c_{st} – защитный слой бетона над стальными балками балочного настила;
- d_s – расстояние между растянутой стальной арматурой и крайней сжимаемой фиброй сталежелезобетонной плиты; расстояние между растянутой продольной арматурой и центром тяжести стального сечения балки;
- e_D – расстояние до края;
- e_g – зазор между арматурой и торцевой плитой в сталежелезобетонной стойке;
- e_h – поперечное расстояние от точки приложения силы F_d до соответствующей стальной стенки, если F_d воздействует на бетонную плиту;

- e_v – вертикальное расстояние от точки приложения силы F_d до плоскости соответствующего сдвигового соединения, если F_d прилагается к стальному элементу;
- f_{cd} – расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
- f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности бетона в возрасте 28 сут на сжатие;
- f_{cm} – среднее значение измеренной цилиндрической прочности бетона на сжатие;
- $f_{ct,eff}$ – среднее значение расчетной прочности бетона на растяжение;
- f_{ctm} – среднее значение прочности бетона на осевое растяжение;
- $f_{ct,0}$ – начальная прочность бетона на растяжение;
- f_{lctm} – среднее значение прочности легкого бетона на осевое растяжение;
- F_{pk} – характеристическое значение условного предела текучести напрягаемых арматурных элементов;
- f_{sd} – расчетное значение условного предела текучести арматурной стали;
- f_{sk} – характеристическое значение условного предела текучести стальной арматуры;
- f_u – номинальный предел прочности на растяжение;
- f_y – номинальное значение условного предела текучести конструкционной стали;
- f_{yd} – расчетное значение условного предела текучести конструкционной стали;
- h – полная высота; толщина;
- h_a – высота профиля стальной конструкции;
- h_c – толщина бетонной полки;
- h_n – положение нейтральной оси;
- h_s – расстояние между центрами тяжести полков профиля стальной конструкции;
- h_{sc} – общая номинальная высота соединительного стержня;
- k – коэффициент усиления динамичности для воздействия второго порядка; коэффициент; эмпирический коэффициент для расчета сопротивления сдвигу;
- k_c – коэффициент;
- k_s – коэффициент ослабления для сопротивления сдвигу соединительного стержня упора;
- m – наклон кривой усталостной прочности; эмпирический коэффициент для расчета сопротивления сдвигу;
- s – продольное межцентровое расстояние между стержнями сдвигового соединения;
- s_f – расстояние в свету между верхними полками стальных балок балочных настилов;
- s_t – поперечное межцентровое расстояние между стержнями сдвигового соединения;
- s_w – расстояние между стенками стальных балок балочных настилов;
- t_w – толщина стенки профиля стальной конструкции;
- t_f – толщина стальной полки стальных балок балочного настила;
- v_{Ed} – расчетное напряжение продольного сдвига;
- $v_{L,Ed}$ – расчетное усилие продольного сдвига на единицу длины на границе раздела между сталью и бетоном;
- $v_{L,Ed,max}$ – максимальное расчетное усилие продольного сдвига на единицу длины на границе раздела между сталью и бетоном;
- w_k – расчетное значение ширины трещины;

- x — расстояние от элемента сдвигового соединения до ближайшей стенки;
 x_{pl} — расстояние между пластической нейтральной осью и крайней фиброй сжатой бетонной плиты;
 y — ось поперечного сечения, параллельная полкам;
 z — ось поперечного сечения, перпендикулярная полкам; плечо рычага;
 z_0 — вертикальное расстояние;

4.3 Прописные буквы греческого алфавита

- $\Delta\sigma$ — диапазон напряжений;
 $\Delta\sigma_c$ — исходное значение усталостной прочности для 2 млн. циклов;
 $\Delta\sigma_E$ — диапазон эквивалентных напряжений постоянной амплитуды;
 $\Delta\sigma_{E, glob}$ — диапазон эквивалентных напряжений постоянной амплитуды, вызванных глобальными воздействиями;
 $\Delta\sigma_{E, loc}$ — диапазон эквивалентных напряжений постоянной амплитуды, вызванных местными воздействиями;
 $\Delta\sigma_{E, 2}$ — диапазон эквивалентных напряжений постоянной амплитуды для 2 млн. циклов;
 $\Delta\sigma_s$ — увеличение напряжения в стальной арматуре, вызванное жесткостью бетона при растяжении;
 $\Delta\sigma_{s, equ}$ — диапазон эквивалентных напряжений повреждения;
 $\Delta\tau$ — диапазон касательных напряжений для усталостного нагружения;
 $\Delta\tau_c$ — исходное значение усталостной прочности для 2 млн. циклов;
 $\Delta\tau_E$ — диапазон эквивалентных напряжений постоянной амплитуды;
 $\Delta\tau_{E, 2}$ — диапазон эквивалентных касательных напряжений постоянной амплитуды для 2 млн. циклов;
 $\Delta\tau_R$ — усталостная прочность на сдвиг;

4.4 Строчные буквы греческого алфавита

- α_{cr} — коэффициент, повышение расчетных нагрузок на который приведет к потере устойчивости при упругих деформациях;
 α_M — коэффициент, касающийся изгиба сталежелезобетонной стойки;
 β — коэффициент; преобразуемый параметр, половина угла распределения продольного сдвигающего усилия V_1 на бетонную плиту;
 γ_c — частный коэффициент для бетона;
 γ_F — частный коэффициент для воздействий, учитывающий также погрешности моделей и размерные вариации;
 γ_M — частный коэффициент для свойств материала, учитывающий также погрешности моделей и размерные вариации;
 γ_{Mf} — частный коэффициент для усталостной прочности;
 $\gamma_{Mf, s}$ — частный коэффициент для усталостной прочности сдвигаемых стержней упоров;
 γ_P — частный коэффициент для воздействия предварительного напряжения;

- γ_s – частный коэффициент для арматурной стали;
 γ_v – частный коэффициент для расчетного сопротивления сдвигу анкерного стержня;
 δ – коэффициент; коэффициент вклада стали; прогиб в центральной части;
 δ_{uk} – характеристическое значение величины проскальзывания;
 ε – $\sqrt{235 / f_y}$ где f_y выражается в Н/мм²;
 $\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ – коэффициенты, касающиеся ограничения для бетона;
 $\bar{\lambda}$ – относительная гибкость;
 $\bar{\lambda}_{LT}$ – относительная гибкость для продольного изгиба с кручением;
 μ – коэффициент трения; номинальный коэффициент;
 μ_d – коэффициент для расчета на сжатие и одноосный изгиб;
 μ_{dy}, μ_{dz} – коэффициент μ_d , относящийся к плоскости изгиба;
 ν_a – коэффициент Пуассона для конструкционной стали;
 ρ – параметр для уменьшения расчетного сопротивления изгибу с учетом вертикального сдвига;
 ρ_s – параметр; коэффициент армирования;
 $\sigma_{c,Rd}$ – локальная расчетная прочность бетона;
 σ_{ct} – растягивающее напряжение крайнего волокна бетона;
 $\sigma_{s,max,f}$ – напряжение в арматуре, вызванное изгибающим моментом $M_{Ed,max,f}$;
 $\sigma_{s,min,f}$ – напряжение в арматуре, вызванное изгибающим моментом $M_{Ed,min,f}$;
 σ_s – напряжение в растянутой арматуре;
 $\sigma_{s,max}$ – напряжение в арматуре, вызванное изгибающим моментом M_{max} ;
 $\sigma_{s,max,0}$ – напряжение в арматуре, вызванное изгибающим моментом M_{max} , без учета растянутого бетона;
 $\sigma_{s,0}$ – напряжение в растянутой арматуре без учета жесткости при растяжении бетона;
 τ_{Rd} – расчетное сопротивление сдвигу;
 φ – коэффициент ползучести;
 χ – коэффициент ослабления для потери устойчивости при изгибе;
 χ_{LT} – коэффициент ослабления для продольного изгиба с кручением.

5 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Нагрузки и воздействия

5.1.1 В расчетах сталежелезобетонных мостов следует различать две стадии работы:

- стадия монтажа, когда на стальные конструкции действует нагрузка от собственного веса, массы опалубки и бетонной смеси;
- стадия эксплуатации, когда сталежелезобетонные конструкции после объединения бетона со сталью воспринимают усилия от всех остальных постоянных нагрузок (веса одежды ездового полотна, тротуарных элементов, перильных ограждений, коммуникаций

и т.д.), а также временной нагрузки от подвижного состава, пешеходов и атмосферных воздействий.

5.1.2 При определении внутренних усилий действующую на мостовые конструкции нагрузку следует задавать с учетом общих параметров комбинации воздействий, приведенных в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Раздел 6), а также комбинации воздействий для мостов согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2). Нагрузки от транспортных средств следует определять в соответствии с СН РК EN 1991-2:2003/2011. Коэффициенты комбинаций для местных и общих воздействий приводятся в национальном приложении.

5.1.3 В соответствии с СН РК EN 1994-2:2005/2011 при расчете сталежелезобетонных мостовых конструкций необходимо учитывать следующие факторы:

- взаимодействие конструкций с основанием, связанное с неравномерными осадками опор (СН РК EN 1997-1:2004/2011);
- влияние деформированной геометрии конструкций (эффектов второго порядка) и дефектов в виде эксцентриситетов, геометрических отклонений конструкций от вертикальности, прямолинейности, плоскостности (СН РК EN 1993-2:2006/2011);
- влияние ползучести и усадки бетона (СН РК EN 1992-1-1:2004/2011);
- влияние трещинообразования в бетоне (СН РК EN 1992-1-1:2004/2011);
- влияние предварительного напряжения в бетоне (СН РК EN 1992-1-1:2004/2011).

ПРИМЕР

Дано: автодорожный мост на дороге 1 категории, без разделительной полосы с шириной проезжей части между барьерными ограждениями $w = 11,0$ м (Рисунок 5.1).

Требуется: установить распределение временных вертикальных нагрузок от транспортных средств для модели загрузки LM1, используемых для проверок несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Решение: Принимаем ширину загрузки полосы 3 м. Максимальное количество полос загрузки n , которое можно разместить на проезжей части, равно $11,0/3 = 3$. Ширина оставшейся области $w - 3n = 11 - 3 \times 3 = 2$ м. На Рисунке 5.1 показана нумерация полос загрузки в соответствии с их вкладом в напряженно-деформированное состояние наиболее нагруженной разрезной стальной балки №1. Ниже на том же рисунке в соответствии с СН РК EN 1991-2:2003/2011 приведены величины и распределение равномерной (UDL) и tandemной (TS) транспортной нагрузки на каждой полосе.

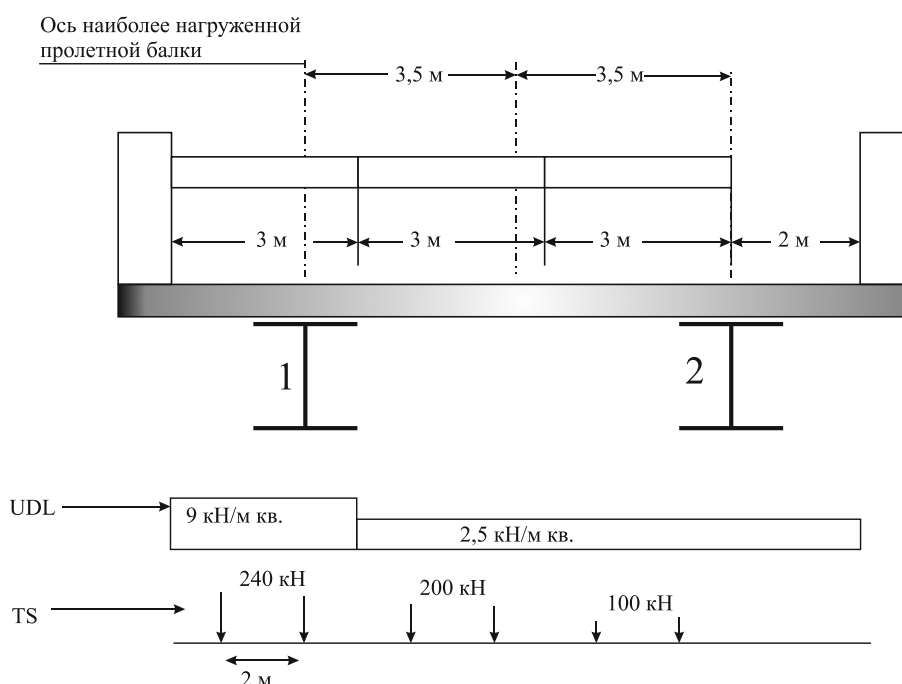


Рисунок 5.1 – Распределение характеристической транспортной нагрузки на автодорожном сталежелезобетонном мосту для модели нагрузки LM1

5.2 Материалы

5.2.1 Бетон

5.2.1.1 Для возведения сталежелезобетонных мостовых конструкций следует использовать тяжелые и легкие бетоны классов прочности не ниже C20/25 и LC20/22 и не выше C60/75 и LC60/66.

5.2.1.2 Характеристические значения прочности f_{ck} и других механических параметров обычного и легкого бетонов приведены в Таблицах 5.1а и 5.1б в соответствии с п.3.1.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. При определении расчетных значений прочности f_{cd} частный коэффициент безопасности γ_c следует принимать в соответствии с п.2.4.2.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 равным 1,5 для постоянной и переходной расчетной ситуации и 1,2 для аварийной расчетной ситуации.

5.2.1.3 Значения модуля упругости E_{cm} приведены в Таблицах 5.1а и 5.1б в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. В практических расчетах могут быть использованы упрощенные графические зависимости между напряжением и относительной деформацией, показанные на Рисунке 5.2.

а)

б)

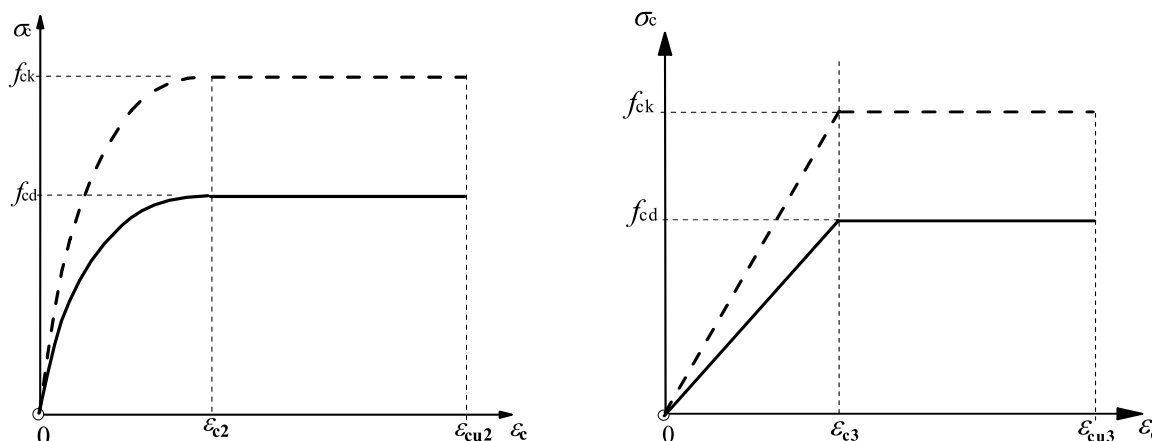


Рисунок 5.2 - Параболически - прямоугольная (а) и билинейная (б) зависимости между напряжением и относительной деформацией при сжатии бетона в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.7(2)) (значения ε_{c3} и ε'_{cu3} принимаются по Таблице 5.1)

5.2.1.4 Коэффициент Пуассона следует принимать равным 0,2 для бетона без трещин и равным 0 для бетона с трещинами, а коэффициент температурного расширения $10 \times 10^{-6} \cdot K^{-1}$.

5.2.1.5 При проверке предельных состояний сталежелезобетонных конструкций по эксплуатационной пригодности, а также некоторых предельных состояний по несущей способности, например устойчивости, необходимо учитывать эффекты от ползучести и усадки бетона. Предельные значения коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для разных классов цемента S, N, R приведены на Рисунке 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.2.1.6 Приближенные значения полной деформации свободной усадки обычного бетона в расчетах можно принять $\varepsilon_{cs}=325 \times 10^{-6}$ в условиях сухой среды и $\varepsilon_{cs}=200 \times 10^{-6}$ для других условий. Ориентировочные значения полной деформации свободной усадки легкого бетона можно принять $\varepsilon_{cs} = 500 \times 10^{-6}$ в условиях сухой среды и $\varepsilon_{cs} = 300 \times 10^{-6}$ в других условиях. Более точные значения усадки бетона при его высыхании и твердении следует определять в соответствии с Пунктом 3.1.4(6) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

**Таблица 5.1а - Прочностные и деформационные характеристики обычного бетона в соответствии с
СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2)**

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость с пояснениями
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, 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	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , 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	$f_{cm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, 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	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 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	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , МПа	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_{c1} , %	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	$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , %	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	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	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	а 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	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	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Таблица 5.16 - Прочностные и деформационные характеристики легкого бетона в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011

Классы прочности легкого бетона														Аналитическая зависимость с пояснениями
f_{1ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{1ck,cube}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{lcm} , МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Для $f_{1ck} \geq 20$ МПа $f_{lcm} = f_{1ck} + 8$ МПа
f_{lctm} , МПа	$f_{lctm} = f_{ctm} \eta_1$;													$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$
$f_{lctk,0,05}$, МПа	$f_{lctk,0,05} = f_{ctk,0,05} \eta_1$													5 % – квантиль
$f_{lctk,0,95}$, МПа	$f_{lctk,0,95} = f_{ctk,0,95} \eta_1$													95 % – квантиль
E_{lcm} , МПа	$E_{lcm} = E_{cm} \eta_E$;													$\eta_E = (\rho / 2200)^2$
ε_{lc1} , %	$k f_{lcm} / (E_{lci} \eta_E)$ ($k = 1,1$ для бетона с мелким заполнителем из природного песка; $k = 1,0$ для бетонов с легкими мелким и крупным заполнителями)													
ε_{lcu1} , %	ε_{lc1}													
ε_{lc2} , %	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	
ε_{lcu2} , %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	$ \varepsilon_{lcu2} \geq \varepsilon_{lc2} $
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
ε_{lc3} , %	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	
ε_{lcu3} , %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	$ \varepsilon_{lcu3} \geq \varepsilon_{lc3} $

5.2.2 Конструкционная сталь

5.2.2.1 Прочностные характеристики конструкционной горячекатаной стали в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (3.1) приводятся в Таблице 5.2. Характеристики других марок сталей могут быть приведены в национальном приложении. Номинальные значения предела текучести и временного сопротивления для конструкционной стали равные $f_y = R_{ch}$ и $f_u = R_m$ могут также приниматься по данным заводов-изготовителей либо поставщиков, что должно оговариваться в национальном приложении.

5.2.2.2 Для конструкционных сталей, приведенных в Таблице 5.2, в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (3.2.6) в расчетах следует принимать следующие значения деформационных характеристик:

- модуль упругости $E = 210000$ МПа;
- модуль сдвига $G = 81000$ МПа;
- коэффициент Пуассона 0,3;
- коэффициент линейного термического сопротивления $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ (при $T < 100^\circ\text{C}$).

Таблица 5.2 - Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления на растяжение f_u горячекатаной конструкционной стали в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (3.1)

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	f_y (МПа)	f_u (МПа)	f_y (МПа)	f_u (МПа)
СТ РК EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550
СТ РК EN 10025-3				
S275N/NL	275	390	255	370
S355N/NL	355	490	335	470
S420N/NL	420	520	390	520
S460N/NL	460	540	430	540
СТ РК EN 10025-4				
S275M/ML	275	370	255	360
S355M/ML	355	470	335	450
S420M/ML	420	520	390	500
S460M/ML	460	540	430	530
СТ РК EN 10025-5				
S235W	235	360	215	340
S355W	355	510	335	490
СТ РК EN 10025-6				
S460Q/QL/QL1	460	570	440	550

5.2.2.3 В соответствии с п.3.2.3 СН РК EN 1993-1-10:2005/2011 сталь должна иметь достаточную ударную вязкость, исключаящую хрупкое разрушение растянутых и сжатых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах расчетного срока службы конструкции. Значение самой низкой температуры приведено в национальном приложении.

5.2.2.4 В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 при определении усилий, напряжений и деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях коэффициент линейного термического расширения принимается равный $10 \times 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$. Для расчета изменения температурных удлинений мостов коэффициент теплового расширения для всех конструкционных материалов следует принимать равным $12 \times 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$.

5.2.3 Арматура

5.2.3.1 Характеристики свойств арматурной стали следует принимать в соответствии с Пунктом 3.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 либо по национальным приложениям. Механические свойства арматуры при температурах от минус 40 °С до плюс 100 °С приведены в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1) в Таблице 5.3.

Таблица 5.3 - Свойства арматуры в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (С.1)

Вид арматуры		Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	—
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа		400–600						5,0
Минимальное значение $k = f_t / f_{yk}$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ε_{uk} , %		≥ 2 ,	≥ 5 ,	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Способность к загибу		Испытания на загиб (разгиб)			—			
Прочность на срез		—			0,34 f_{yk} (A – площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (отдельный стержень или проволока), %	Номиналь- ный размер стержня, мм							5,0
	≤ 8	$\pm 6,0$						
	> 8	$\pm 4,5$						

5.2.3.2 При проверке предельных состояний по несущей способности коэффициенты безопасности γ_s для арматуры следует принимать равными $\gamma_s = 1,15$ для постоянной и переходной расчетных ситуаций и $\gamma_s = 1,0$ для аварийной расчетной ситуации.

5.2.3.3 Значение модуля упругости для арматуры следует принимать $E_s = 200$ ГПа. Для сталежелезобетонных конструкций расчетное значение модуля упругости E_s можно также принять равным его значению для конструкционной стали, который в соответствии с п.3.2.6(1) СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 равен $E_s = 210$ ГПа.

5.2.4 Соединительные элементы

5.2.4.1 Совместность работы бетона со стальными конструкциями, т.е. способность воспринимать сдвигающие усилия, возникающие между ними, должна обеспечиваться объединительными элементами. Последние должны воспринимать сдвигающее усилие, вызванное действием поперечных сил, усадкой и ползучестью бетона, а также неравномерным температурным воздействием на объединенную конструкцию. При этом не должны учитываться силы трения между сталью и бетоном.

5.2.4.2 Следует применять наиболее проверенные практикой соединительные элементы, например, цилиндрические анкера с высаженными головками в соответствии с СТ РК ISO 13918. Другие виды сдвиговых соединительных элементов оговорены в А.8 настоящего Пособия.

5.2.4.3 Расчетная несущая способность соединений должна удовлетворять требованиям, приведенным в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 и в СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Применяемые в сталежелезобетонных мостах металлические крепежные изделия и сварочные материалы должны соответствовать требованиям СН РК EN 1993-1-8:2005/2011.

5.3 Статический анализ конструкций

5.3.1 Расчетные модели

5.3.1.1 В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (5.1.1) расчетные модели сталежелезобетонных конструкций должны отражать ожидаемое поведение их поперечных сечений, элементов, узловых соединений и опор. В настоящем Пособии рассматриваются конструкции, в которых большинство конструктивных элементов и узлов являются сталежелезобетонными или стальными. Если напряженно-деформированное состояние конструкции в основном определяется работой железобетонных или предварительно напряженных железобетонных элементов, то ее статический расчет должен осуществляться в соответствии с нормами СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.3.1.2 В сталежелезобетонных мостах необходимо использовать шарнирные соединения, которые не воспринимают и не передают изгибающие моменты и жесткие соединения, которые полностью воспринимают и передают изгибающие моменты. Не следует использовать податливые соединения, работа которых влияет на результаты статических расчетов.

5.3.1.3 При определении жесткостных характеристик конструкции, необходимо учитывать влияние трещин, ползучести бетона и работу соединений. В статически неопределимых пролетных строениях, чувствительных к неравномерным осадкам оснований, необходимо учитывать взаимодействие основания с мостовыми опорами, что отражено в СН РК EN 1997-1:2004/2011.

5.3.2 Методы расчета

5.3.2.1 Внутренние усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в сечениях конструкций можно определить посредством упругого и пластического статического расчетов с использованием программного обеспечения, базирующегося на методе конечных элементов. Упругий расчет можно применять для любых классов сечений, а пластический только для эффективных сталежелезобетонных сечений 1 и 2 класса при условии, что не применяется предварительное напряжение арматуры. При этом прочность бетона растянутой зоны как обычно не учитывается.

5.3.2.2 Упругий расчет следует базировать на линейной зависимости между напряжениями и деформациями независимо от уровня напряжений. Упругий расчет применяется для проверок предельного состояния по выносливости и по эксплуатационной пригодности с соответствующими поправками на нелинейные эффекты, такие как образование трещин в бетоне. На основании упругого расчета могут быть также определены внутренние усилия, даже когда несущая способность поперечного сечения определена с учетом пластических деформаций либо ограничена потерей местной устойчивости.

5.3.2.3 Расчет с учетом образования пластического шарнира следует использовать там, где сечения элементов имеют достаточную способность к повороту с целью обеспечения перераспределения изгибающих моментов, и где может быть гарантирована устойчивость элементов в пластических шарнирах. В местах образования пластического шарнира поперечные сечения должны обладать двойной или одиночной плоскостью симметрии, совпадающей с плоскостью поворота пластического шарнира.

5.3.3 Классификация поперечных сечений

5.3.3.1 [5.5.1] Класс сечения следует устанавливать в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Сталежелезобетонное сечение следует классифицировать в соответствии с наименее благоприятным классом его сжатых стальных элементов. Стальной сжатый элемент, объединенный с железобетонным элементом, может быть отнесен к более благоприятному классу при условии его надежного закрепления от потери устойчивости. Например, верхняя сжатая полка толщиной t_f , объединенная с железобетонной плитой, может быть отнесена к классу 1 или 2 при условии, что расстояние между объединительными элементами вдоль балки не превышает $22t_f\sqrt{235/f_y}$ в случае сплошных плит и $15t_f\sqrt{235/f_y}$ в случае плит с поперечными ребрами. Кроме того, расстояние от края сжатой полки до ближайших объединительных элементов не должно превышать $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

5.3.3.2 При классификации поперечных сечений следует принимать распределение напряжений в пластической стадии, за исключением сечений на границе между классами 3 и 4, для которых необходимо принимать распределение напряжений в упругой стадии с учетом последовательности возведения и влияния ползучести и усадки бетона. Растянутый бетон в сталежелезобетонных сечениях не следует учитывать. Распределение напряжений следует определять для поперечного сечения брутто, состоящего из стальной стенки и эффективных полок.

5.3.4 Определение эффективной ширины железобетонной плиты

5.3.4.1 При расчете сталежелезобетонных изгибаемых элементов необходимо установить степень включения в работу стальной балки сечений бетонной плиты. Эффективную ширину бетонной плиты следует определять с учетом ее изменения по длине пролета. В целях упрощения эффективную ширину можно принять постоянной по всей длине зоны положительного изгибающего момента каждого пролета и равной ширине $b_{\text{eff},1}$ в середине пролета. Аналогичное допущение можно принять относительно эффективной ширины $b_{\text{eff},2}$ по длине зоны действия отрицательного изгибающего момента по обе стороны от промежуточной опоры.

5.3.4.2 [5.4.1.2(5)] В сечениях посередине пролета или на опоре значение эффективной ширины b_{eff} определяется из формулы (Рисунок 5.3):

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}, \quad (5.1)$$

где b_0 – расстояние между центрами крайних объединительных деталей;

b_{ei} – значение эффективной ширины бетонной плиты с каждой стороны стенки, принимаемое равным $L_e/8$, но не более геометрической ширины b_i .

Значение b_i можно принять равным расстоянию от крайней объединительной детали до точки, расположенной на половине расстояния между стенками смежных балок. Для крайних балок значение b_i принимается равным расстоянию от объединительной детали до края свеса бетонной плиты. Длину L_e следует принимать равной расстоянию между нулевыми точками изгибающего момента. Для неразрезных сталежелезобетонных балок с огибающей эпюры моментов от различных нагрузок, влияющих на длину L_e , а также для консолей значение L_e следует принимать в соответствии с Рисунком 5.3.

5.3.4.3 [5.4.1.2(6)] Эффективная ширина плиты на крайней опоре следует определять из формулы:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{\text{ei}}, \quad (5.2)$$

в котором

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_{\text{ei}}) \leq 1,0, \quad (5.3)$$

где b_{ei} – эффективная ширина бетонной плиты в середине крайнего пролета;

L_e – эквивалентная длина крайнего пролета в соответствии с Рисунком 5.3.

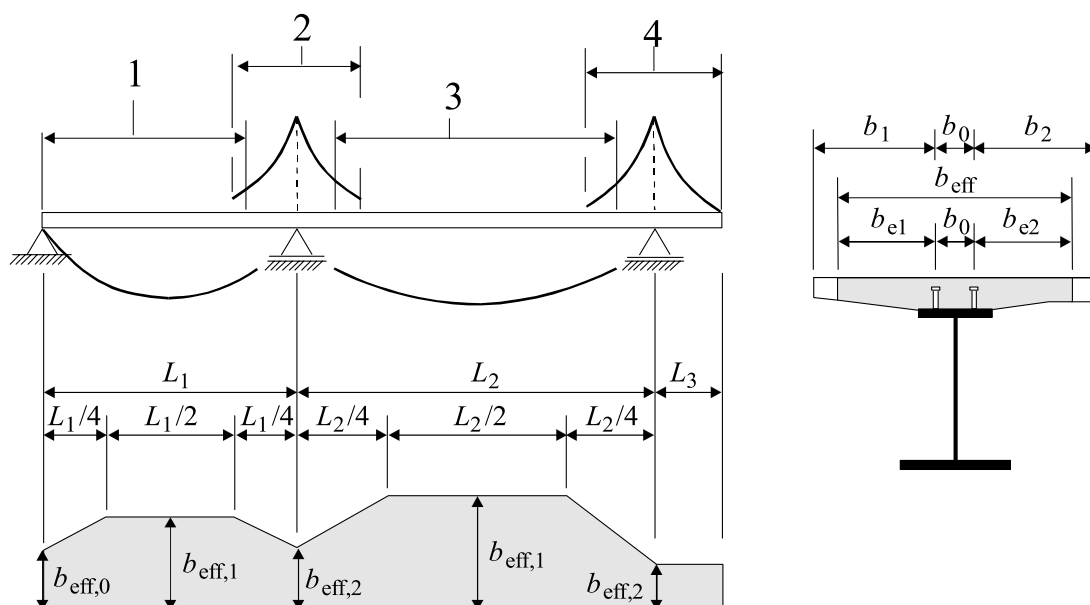


Рисунок 5.3 - Эквивалентные пролеты для определения эффективной ширины бетонной плиты в соответствии с п.5.4.2.2 СН РК EN 1994-2:2003/2011: 1 – $L_e = 0,85L_1$ для $b_{eff,1}$, 2 – $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$, 3 – $L_e = 0,70L_2$ для $b_{eff,1}$, 4 – $L_e = 2L_3$ для $b_{eff,2}$

ПРИМЕР

Дано: сталежелезобетонное неразрезное трехпролетное строение автодорожного моста (Рисунок 5.4).

Требуется: определить приведенную ширину сечений железобетонной плиты в пролетах и на опорах.

Определяем эквивалентные длины L_e плиты в соответствии с указаниями Рисунок 5.3. Значения вычисленных эквивалентных длин над опорами и в пролетах приведены на Рисунок 5.4. Приведенную ширину сечения плиты вычисляем по Формулам (5.1) – (5.3). Результаты вычислений приведены в таблице на Рисунок 5.5.

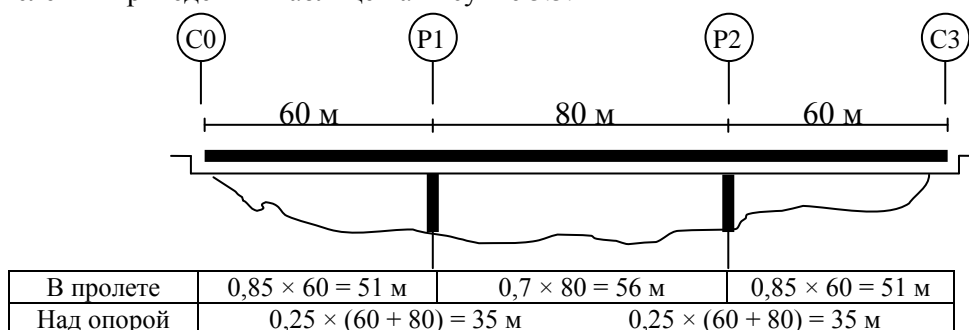
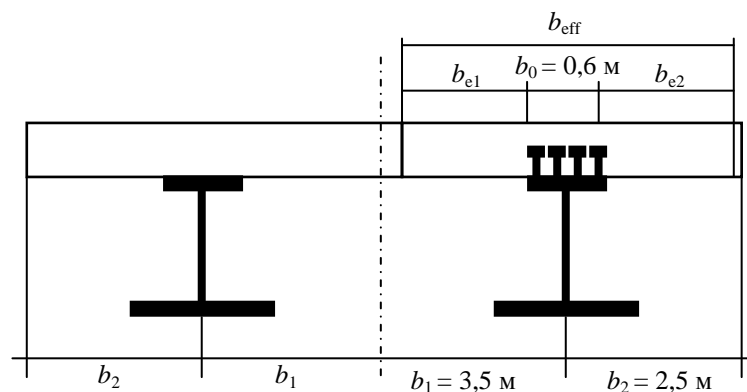


Рисунок 5.4 – Определение эквивалентных длин плиты моста



Расположение сечений	L_e (м)	b_{e1}	b_{e2}	β_1	β_2	b_{eff} (м)
В пролетах С0-Р1 и С3-Р2	51	3,2	2,2	/	/	6,0
В пролете Р1-Р2	56	3,2	2,2	/	/	6,0
Над опорами Р1 и Р2	35	3,2	2,2	/	/	6,0
При опорах С0 и С3	51	3,2	2,2	0,948	$1,129 < 1,0$	$5,38 < 6,0$

Рисунок 5.5 - Определение приведенной ширины сечения плиты

5.3.5 Влияние геометрических и физических факторов

5.3.5.1 Сталежелезобетонные мостовые конструкции должны рассчитываться с учетом их геометрических несовершенств, влияния образования трещин в бетоне, деформаций ползучести и усадки бетона, температурных деформаций, последовательности возведения и предварительного напряжения.

5.3.5.2 К геометрическим несовершенствам следует относить отклонения от вертикали, отсутствие прямолинейности и плоскости, монтажные отклонения и неизбежные эксцентриситеты в узлах ненагруженных конструкций. Указанные несовершенства в соответствии с СН РК EN 1993-2:2006/2011 должны учитываться при упругой потере устойчивости конструкции или элемента в рассматриваемой плоскости в наиболее неблагоприятном направлении и форме. При статическом расчете сталежелезобетонных сжатых элементов первого порядка их геометрические несовершенства можно не учитывать. В случае применения статического расчета второго порядка, несовершенства сжатого элемента можно не учитывать согласно Пункту 5.3.2(6) СН РК EN 1993-1-1:2006/2011 при выполнении следующего условия:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} , \quad (5.4)$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость, определяемая для элемента с шарнирными опорами на концах;

$N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности сечения в пластической стадии;

N_{Ed} – расчетная величина осевого усилия.

Геометрические несовершенства сжатых элементов необходимо учитывать всегда при проверке их устойчивости по длине. Геометрические несовершенства не раскрепленных сталежелезобетонных балок, а также стальных элементов учтены в формулах проверки их устойчивости.

5.3.5.3 [5.4.2.2] В статических расчетах сталежелезобетонных конструкций в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 необходимо учитывать влияние ползучести и усадки бетона. Например, влияние ползучести учитывается посредством корректировки соотношения модулей упругости стали и бетона

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi), \quad (5.5)$$

где n_0 – соотношение модулей упругости стали и бетона E_a/E_{cm} при кратковременной нагрузке;

E_{cm} – секущий модуль упругости бетона при кратковременной нагрузке (см. Таблицу 5.1 настоящего Пособия);

φ – коэффициент ползучести, зависящий от возраста бетона t в рассматриваемый момент времени и возраста бетона t_0 в момент его нагружения;

Ψ_L – множитель для коэффициента ползучести, который зависит от вида нагрузки и принимается равным 1,1 для постоянных нагрузок, 0,55 для первичных и вторичных эффектов усадки бетона и 1,5 в случае предварительного напряжения бетона.

Для упрощения учета ползучести не напрягаемых и не нагруженных постоянно сталежелезобетонных конструкций, может быть произведена замена площади сечения бетона A_c эквивалентной площадью сечения стали A_s/n . Здесь в соотношении модулей упругости бетона и стали n используется эффективный модуль упругости бетона $E_{c,eff} = 0,5 E_{cm}$.

5.3.5.4 Влияния образования трещин в плитах сталежелезобетонных балок следует учитывать способом, приведенным в п. 6.5.3 норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Вначале огибающая эпюр изгибающих моментов для характеристических сочетаний нагружения, включая долговременные эффекты, определяется с использованием изгибной жесткости $E_a I_1$ сечений без трещин. В зонах, где растягивающие напряжения в крайних фибрах бетона превышают в два раза прочность бетона f_{ctm} или f_{lctm} на растяжение, изгибная жесткость может быть уменьшена до величины жесткости сечения с трещинами в бетоне $E_a I_2$. Здесь I_2 – момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растянутого бетона, но с учетом арматуры. Такое перераспределение жесткостей можно использовать при расчете по предельным состояниям по несущей способности и по эксплуатационной пригодности. Новое распределение внутренних усилий и моментов, а также деформаций определяется далее путем повторного расчета.

5.3.5.5 Для учета влияния поэтапного возведения конструкции осуществляется соответствующий анализ, учитывающий раздельно воздействия на стальную и полностью или частично объединенную сталежелезобетонную конструкцию. Влиянием

последовательности возведения можно пренебречь при расчете предельных состояний по несущей способности (кроме расчета на выносливость) сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями класса 1 или 2 и в которых не требуется учет потери устойчивости плоской формы изгиба.

5.3.5.6 Учет температурных воздействий необходимо производить в соответствии с СН РК EN 1991-1-5:2003/2011. Их влиянием можно пренебречь в расчетах предельных состояний по несущей способности (кроме расчета на выносливость) сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями класса 1 или 2 и в которых не требуется учет потери устойчивости плоской формы изгиба.

6 РАСЧЕТЫ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.1 Балки пролетных строений

Описание конструктивно-технологических решений пролетных строений мостов приведено в Пунктах А.1 и А.2. Расчет сталежелезобетонных мостовых балок сводится к следующим проверкам:

- прочности критических поперечных сечений при изгибе;
- устойчивости плоской формы изгиба;
- прочности сечения на действие поперечных сил;
- прочности бетонной плиты на продольный сдвиг;
- прочности соединительных элементов на продольный сдвиг;
- усталостной прочности;
- предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Критические поперечные сечения включают:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опорные сечения;
- сечения, подверженные сосредоточенным нагрузкам или реакциям;
- места резкого изменения поперечного сечения, кроме изменения, обусловленного трещинообразованием в бетоне.

6.1.1 Несущая способность при изгибе

6.1.1.1 Несущую способность при изгибе поперечных сечений любого класса можно определять в упругой стадии или с учетом нелинейных свойств материалов.

Несущая способность при изгибе в упругой стадии устанавливается методами теории упругости с использованием эффективной ширины бетонной плиты, определяемой из Формул (5.1) - (5.3). Для поперечных сечений класса 4 эффективное стальное сечение следует определять в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2006/2011. При этом предельные значения напряжений в объединенном сечении принимают равными сопротивлению f_{cd} для сжатого бетона, f_{yd} для стального сечения при растяжении или сжатии и f_{sd} для арматуры при растяжении или сжатии (Рисунки 6.1 и 6.2). При определении несущей способности напряжения от воздействий, приложенных отдельно к стальному элементу,

суммируются с напряжениями от воздействий, приложенных ко всей сталежелезобетонной конструкции.

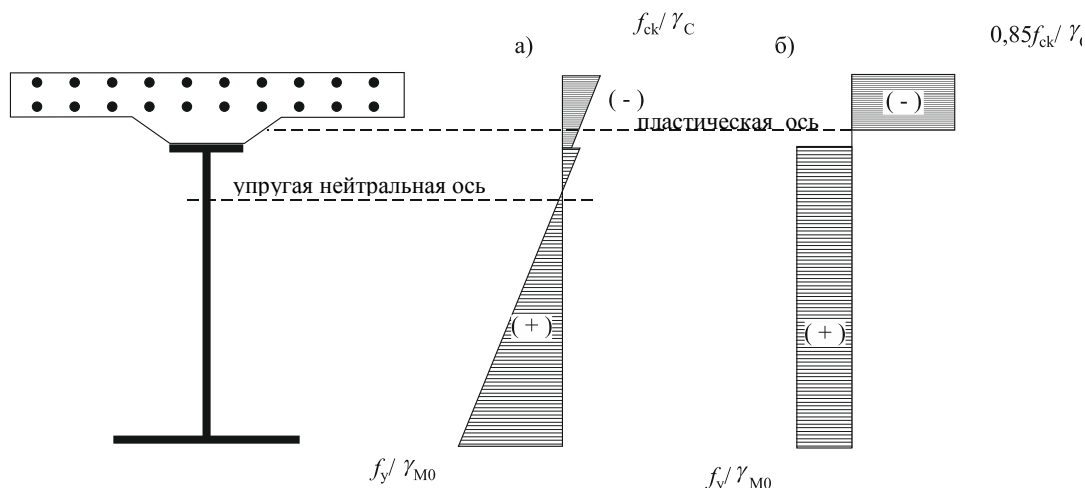


Рисунок 6.1 - Распределение напряжений в упругой (а) и пластической стадии (б) в сечении сталежелезобетонной балки при действии положительного изгибающего момента [22]

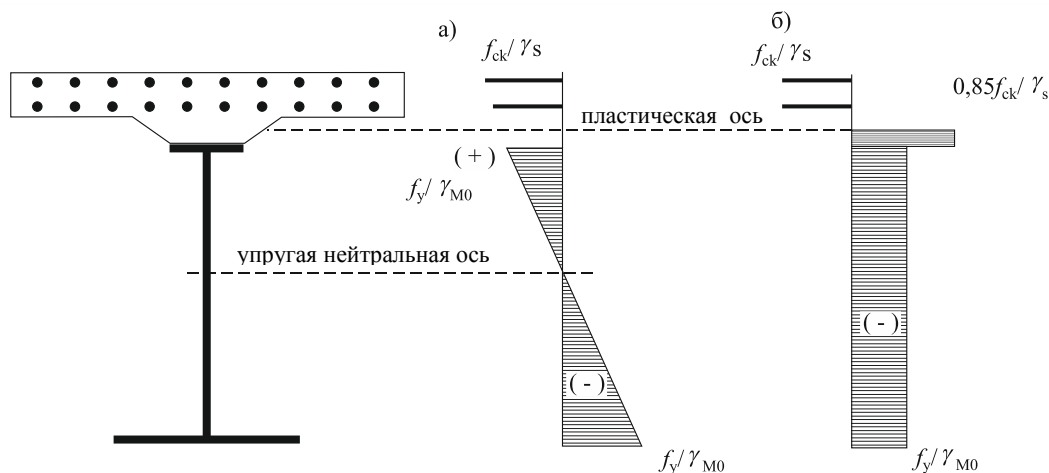


Рисунок 6.2 - Распределение напряжений в упругой (а) и пластической стадии (б) в сечении сталежелезобетонной балки при действии отрицательного изгибающего момента [22]

6.1.1.2 [6.2.1.2] Несущую способность при изгибе с учетом пластических деформаций допускается определять только в том случае, если эффективное сталежелезобетонное поперечное сечение относится к 1 или 2 классу и если не применяют предварительное напряжение бетонной плиты. Несущая способность сечения при изгибе $M_{pl,Rd}$ в пластической стадии определяется на основе следующих допущений (Рисунки 6.1б и 6.2б):

– между конструкционной сталью, арматурой и бетоном обеспечивается полное взаимодействие;

– напряжения в эффективном поперечном сечении стального элемента находятся в расчетных границах предела текучести f_{yd} при растяжении или сжатии;

– напряжения в продольной арматуре находятся в расчетных границах предела текучести f_{sd} при растяжении или сжатии, при этом сжатая арматура в бетонной плите может не учитываться;

– сжатый бетон в эффективном поперечном сечении воспринимает сжимающие напряжения величиной $0,85f_{cd}$, которые действуют по высоте сечения между нейтральной осью в пластической стадии и крайними фибрами бетона.

6.1.1.3 [6.2.1.4(6)] Несущую способность при изгибе M_{Rd} сталежелезобетонных сечений классов 1 и 2 со сжатой железобетонной плитой определяется как функция сжимающей силы в бетоне N_c из формулы:

для $N_c \leq N_{c,el}$

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad (6.1)$$

для $N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \cdot \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad (6.2)$$

в которых

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}, \quad (6.3)$$

где $M_{a,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к стальному сечению перед его объединением с бетоном;

$M_{c,Ed}$ – часть расчетного изгибающего момента, воспринимаемого сечением после объединения;

k – наименьший коэффициент, при котором достигаются предельные напряжения в бетоне, арматуре и стали, соответственно равные сопротивлениям f_{cd} , f_{yd} и f_{sd} ;

$N_{c,el}$ – сжимающая сила в бетонной плите, соответствующая моменту $M_{el,Rd}$.

6.1.1.4 В сталежелезобетонных поперечных сечениях со сталью марок S420 или S460, в которых расстояние x_{p1} между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайними фибрами сжатой бетонной плиты превышает 15 % всей высоты h сечения балки, расчетная несущая способность при изгибе M_{Rd} , определяемая из Формулы (6.2), принимается равной $\beta M_{pl,Rd}$. Коэффициент β следует определять по графику на Рисунке 6.3. Положение нейтральной оси x_{p1} следует определять из условия статического равновесия внутренних усилий, возникающих в железобетонной плите и стальной балке. При этом не учитывается работа бетона на растяжение и пренебрегается величиной внутреннего изгибающего момента в железобетонной плите. Предполагается также, что нормальные напряжения в бетонном и стальном сечении в пластической стадии распределены равномерно по их высоте [22].

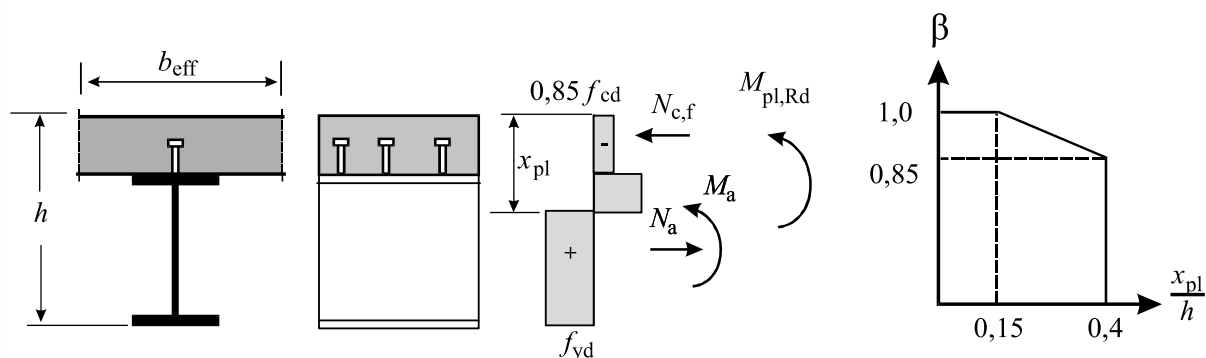


Рисунок 6.3 – К определению редукционного коэффициента β для $M_{pl,Rd}$ в соответствии с п.6.2.1.2(2) СН РК EN 1994-2:2003/2011

6.1.1.5 [6.2.2.4] Определяя несущую способность сечения при изгибе, необходимо учитывать влияние поперечной силы V_{Ed} , если ее величина превышает половину несущей способности сечения при сдвиге V_{Rd} (равной меньшему из $V_{pl,Rd}$ или $V_{b,Rd}$). Для сечений классов 1 и 2 влияние поперечного сдвига на несущую способность при изгибе можно учесть путем уменьшения расчетного сопротивления стали f_{yd} в плоскости сдвига, как это показано на Рисунке 6.4. Коэффициент уменьшения принимается равным значению $(1 - \rho)$, в котором

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)2, \quad (6.4)$$

где V_{Rd} – несущая способность при поперечном сдвиге, определяемая как $V_{pl,a,Rd}$ или $V_{b,Rd}$.

Для сечений классов 3 и 4 влияние поперечного сдвига на несущую способность при изгибе определяется в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-5:2006/2011.

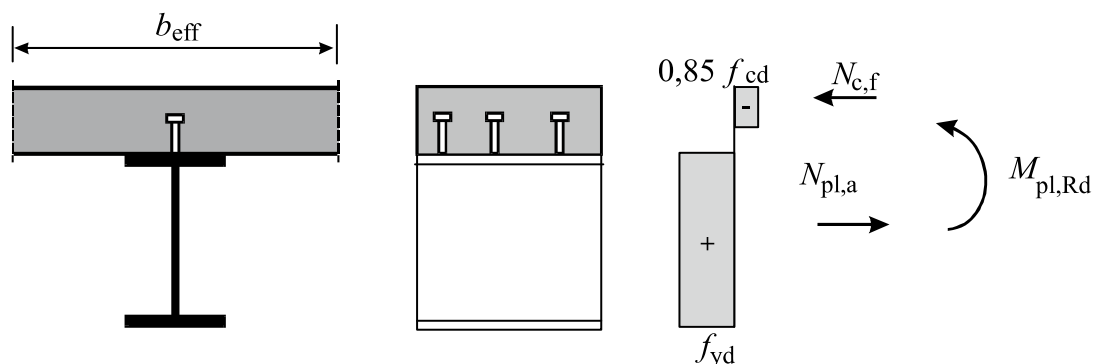


Рисунок 6.5 - Распределение напряжений от изгиба в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости в соответствии с п.6.2.2.4(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.1.2 Устойчивость плоской формы изгиба

Пролетные балки следует проверять на общую устойчивость на стадии возведения (в соответствии с Пунктом 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011) и на стадии эксплуатации после объединения с бетонной плитой согласно СН РК EN 1994-2:2005/2011 (6.4). В практике для предотвращения потери устойчивости на стадии возведения металлические балки двутаврового сечения чаще всего раскрепляются вертикальными связевыми фермами либо применяются балки коробчатого сечения с повышенной жесткостью на кручение (см. А.2). В стадии эксплуатации стальные сжатые полки объединены с железобетонной плитой посредством сдвиговых соединений, что при достаточно высокой поперечной жесткости плиты исключает потерю общей устойчивости. В связи с изложенным, алгоритм расчета пролетных строений на устойчивость плоской формы изгиба в настоящем разделе не рассматривается.

6.1.3 Несущая способность при сдвиге в вертикальной плоскости

Несущая способность при сдвиге в вертикальной плоскости $V_{pl,Rd}$ балочного пролетного сталежелезобетонного сечения принимается равной несущей способности стального сечения $V_{pl,a,Rd}$, которую следует определять в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 как для балок с прокатным или сварным сечением со сплошной стенкой. Стенка стальной балки должна быть также рассчитана на местную устойчивость в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 (Раздел 5).

6.1.4 Расчет железобетонной плиты на продольный сдвиг

6.1.4.1 [6.6.6.1] Несущую способность железобетонной плиты при продольном сдвиге следует проверять в сечениях показанных на Рисунке 6.5, в таблице которого приведены сечения поперечной арматуры, участвующие в восприятии продольного сдвига. Длину поверхности сдвига в плоскости поперечного сечения необходимо принимать равной:

- толщине плиты для сечения a-a;
- $2h_{sc} + s_t$ с учетом диаметра головки анкерного стержня для сечения b-b;
- $2h_{sc}$ с учетом диаметра головки анкерного стержня для сечения c-c;
- в соответствии с геометрией вута и высотой h_{sc} для сечения d-d.

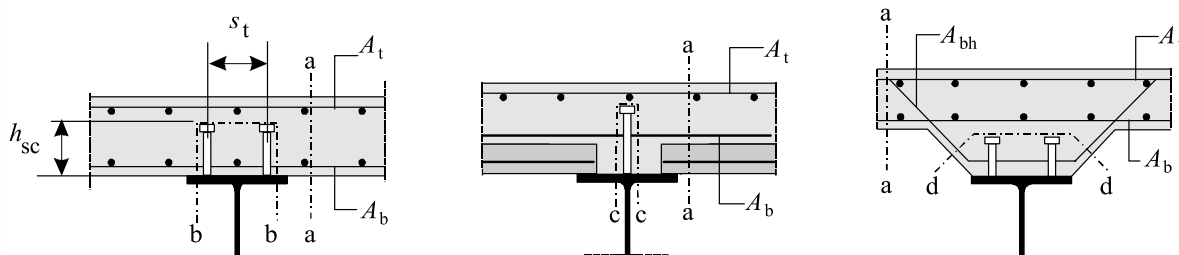


Рисунок 6.5 - Возможные поверхности разрушения в бетонной плите при продольном сдвиге [22]

Продольное сечение площадки сдвига	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

Рисунок 6.5 - Возможные поверхности разрушения в бетонной плите при продольном сдвиге [22] (продолжение)

6.1.4.2 В соответствии с рекомендациями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 прочность бетонной плиты при продольном сдвиге рассчитывается с использованием ее модели в виде системы выделенных из плиты условных сжатых раскосов, соединенных с растянутыми поперечными арматурными стержнями (Рисунок 6.6). Продольные касательные напряжения среза v_{Ed} , действующие в расчетных сечениях плиты, определяются из приращения продольной силы в рассматриваемой части с учетом количества плоскостей сдвига и длины поверхности сдвига согласно Пункту 6.2.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}, \quad (6.5)$$

где h_f – толщина плиты для сечения a-a на Рисунке 6.6;

Δx – рассматриваемая расчетная длина плиты;

ΔF_d – изменение продольной силы в плите по длине Δx .

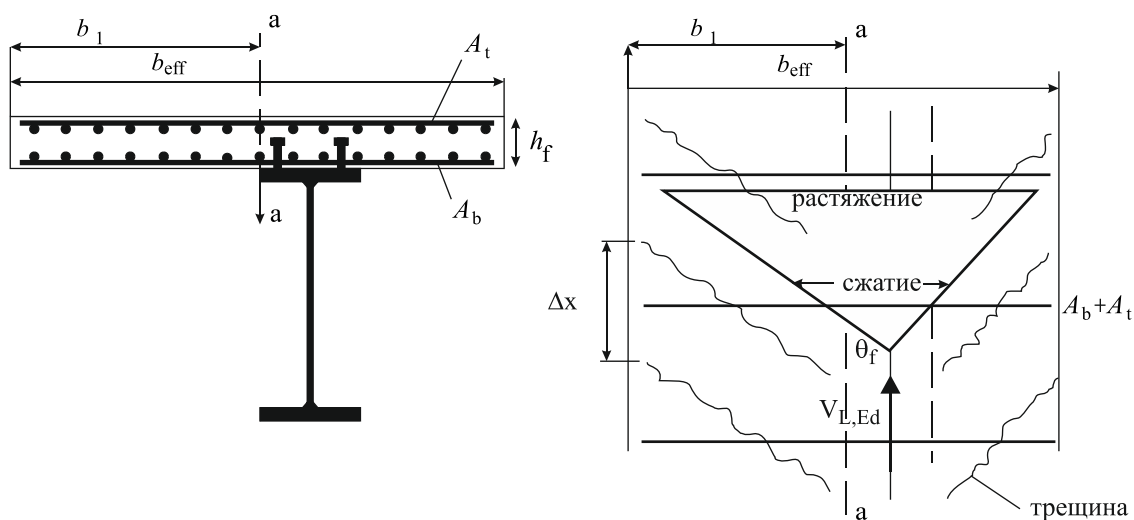


Рисунок 6.6 - Расчетная модель бетонной плиты при продольном сдвиге [22]

Значение Δx следует принимать равным не более половины расстояния между сечениями, в которых изгибающие моменты равны нулю, либо сечениями с нулевым и

максимальным изгибающими моментами. Длина Δx не должна также превышать расстояния между сосредоточенными нагрузками на сталежелезобетонную балку.

6.1.4.3 Расчетная прочность плиты, лимитируемая прочностью поперечной арматуры, определяется согласно СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.6.4) из следующей формулы:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f}, \quad (6.6)$$

где A_{sf} – площадь сечения поперечной арматуры, размещенной по длине Δx ;

f_{yd} – расчетная прочность арматуры;

θ_f – угол наклона условных бетонных раскосов (Рисунок 6.6), значения которого могут приниматься равными $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ при сжатии плиты и $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ при ее растяжении.

6.1.4.4 В соответствии с Пунктом 6.2.4(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 значения касательных напряжений v_{Ed} не должны превышать расчетной прочности бетона плиты на продольный сдвиг по рассматриваемой поверхности сдвига (без учета арматуры):

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad (6.7)$$

где f_{cd} – расчетная прочность бетона;

v – коэффициент, определяемый из формулы:

$$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250), \quad (6.8)$$

где f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона сжатию в МПа.

6.1.5 Расчет сдвиговых соединений

6.1.5.1 Виды соединительных элементов между железобетонной плитой и полкой стальной балки представлены в А.8 настоящего Пособия. В практике следует применять наиболее проверенные стальные цилиндрические стержни с высаженными головками, основные размеры которых приведены на Рисунке А.45 Приложения А. В направлении пролета балки стержни следует располагать с шагом не менее $5d$ и не более 4 толщин железобетонной плиты и 80 см, а в поперечном направлении не менее $2,5d$. Правила размещения стержней относительно кромок полки и армирования плиты представлены на Рисунке 6.7.

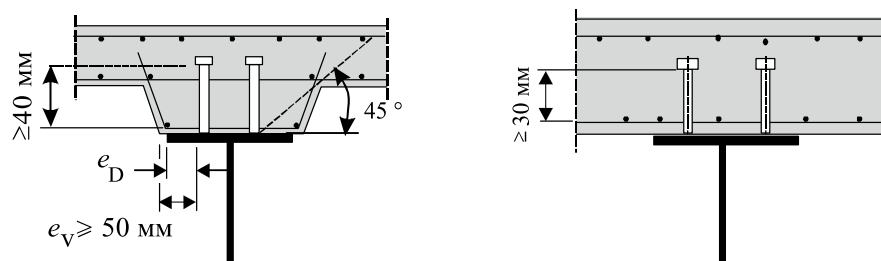


Рисунок 6.7 – Размещение анкерных стержней в железобетонной плите в соответствии с п.6.6.5.4 СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.1.5.2 [6.6.3.1] Количество объединительных стержней следует принимать равным расчетному усилию сдвига в предельном состоянии, деленному на расчетную несущую способность на сдвиг отдельного стержня P_{Rd} . Расчетную несущую способность на сдвиг стержня необходимо принимать меньшему из значений, вычисленных по следующим формулам:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}, \quad (6.9)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}, \quad (6.10)$$

где для $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ $\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$

а для $h_{sc}/d > 4$ $\alpha = 1$,

γ_V – частный коэффициент безопасности, значение которого принимается равным 1,25 или по национальному приложению;

d – диаметр стержня $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$;

$f_u < 500 \text{ МПа}$ – временное сопротивление стали анкерного стержня на растяжение;

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие бетона плотностью не менее 1750 кг/м^3 ;

h_{sc} – общая номинальная высота анкерного стержня с высаженной головкой.

6.1.5.3 Расчетное сдвигающее усилие $V_{L,Ed}$ между железобетонной плитой и стальной балкой для любого сочетания и размещения нагрузок можно определить непосредственно на основе статического расчета методом конечных элементов. Сдвигающее усилие $V_{L,Ed}$, вызванное действием изгибающего момента $M_{Ed,max}$, можно также определить в виде разницы между нормальными сжимающими силами N_{cd} и $N_{c,el}$, действующими в бетонной плите в поперечных сечениях В и А на участке длиной L_{A-B} (см. Пункт 6.6.2.2 СН РК EN 1994-2:2005/2011). В случае использования преднапрягаемой арматуры, вызывающей в бетонной плите усилие F_{Ed} , сдвигающее усилие $V_{L,Ed}$ между

железобетонной плитой и стальной балкой следует определять в соответствии с указаниями Пункта 6.6.2.3 СН РК EN 1994-2:2005/2011. При действии концентрированных продольных сдвигающих усилий, например, вызванных усадкой на конце железобетонной плиты или в местах перехода от стального к сталежелезобетонному сечению, сдвигающие усилия $V_{L,Ed,max}$ следует определять в соответствии с указаниями СН РК EN 1994-2:2005/2011 (6.6.2.4).

6.1.6 Расчеты на выносливость

6.1.6.1 Определение внутренних усилий

6.1.6.1.1 Внутренние усилия в мостовых конструкциях при проверке выносливости следует определять путем статического упругого расчета для комбинации воздействий, приведенных в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

6.1.6.1.2 В соответствии с п.4.6 СН РК EN 1991-2:2003/2011 в расчетах на усталость автодорожных мостов необходимо использовать следующие модели усталостной нагрузки:

- модель 1 усталостной нагрузки с осевым нагружением $0,7Q_{ik}$ и равномерно распределенной нагрузкой $0,3q_{ik}$, где значения Q_{ik} и q_{ik} принимаются по Таблице 4.2 СН РК EN 1991-2:2003/2011;
- модель 2, состоящая из ряда грузовиков, которые перемещаются вдоль соответствующей полосы движения (Таблица 4.6 СН РК EN 1991-2:2003/2011);
- модель 3 одиночного четырехосного транспортного средства с нагрузкой на каждую ось равной 120 кН;
- модель 4, состоящая из набора стандартных грузовиков, совместное воздействие которых эквивалентно воздействиям при транспортном потоке (Таблицы 4.7 и 4.8 СН РК EN 1991-2:2003/2011);
- модель 5 непосредственно использующая зарегистрированные данные о транспортном потоке.

6.1.6.1.3 В соответствии с п.6.2 СН РК EN 1991-2:2003/2011 в расчетах на усталость железнодорожных мостов необходимо использовать следующие модели усталостной нагрузки:

- модель 71, отражающее нормальное железнодорожное сообщение;
- модель SW/O для неразрезных пролетных строений при нормальном железнодорожном сообщении;
- модель SW/2 для описания особо грузонапряженных линий;
- модель HSLM, описывающая высокоскоростное пассажирское движение.

Динамические эффекты в указанных моделях следует учитывать с помощью динамического коэффициента Φ , который определяется в соответствии с указаниями п.6.4.5.2 СН РК EN 1991-2:2003/2011.

6.1.6.1.4 В соответствии с п.8.1 (4 и 5) СН РК EN 1991-1-4:2005/2011(НП) при одновременном учете воздействия ветра и дорожного движения следует использовать значение базовой скорости $v_{b,0}=23$ м/с, а при одновременном учете воздействия ветра и железнодорожного движения следует использовать значение базовой скорости $v_{b,0}=25$ м/с.

6.1.6.1.5 В соответствии с п.8.2(1), Примечание 1 СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 для автодорожных и железнодорожных мостов пролетом менее 200 м динамический расчет обычно не требуется.

6.1.6.1.6 На основании статического расчета определяются напряжения в каждом из компонентов сталежелезобетонной конструкции. В практических расчетах проверка усталостной прочности осуществляется с использованием метода эквивалентного уровня напряжений, который заключается в представлении фактического эксплуатационного воздействия в виде N^* циклов загрузки с одним уровнем напряжений. При этом диапазоны напряжений в каждом из компонентов сталежелезобетонных конструкций определяются исходя из величин напряжений, полученных на основе вычисленных внутренних усилий и параметров сечений.

6.1.6.2 Оценка выносливости стальных элементов

6.1.6.2.1 Напряжения в стальных элементах следует определять с учетом знака нормальных напряжений в бетонной плите. Если изгибающие моменты $M_{Ed,min,f}$ и $M_{Ed,max,f}$ или только $M_{Ed,min,f}$ вызывают сжатие в бетонной плите, то напряжения в стальном элементе от действия указанных изгибающих моментов следует определять с использованием характеристик поперечных сечений без трещин в бетоне. Если изгибающие моменты $M_{Ed,max,f}$ и $M_{Ed,min,f}$ вызывают растягивающие напряжения в бетонной плите, то напряжения в стальном элементе от действия указанных изгибающих моментов необходимо определять с учетом приведенного к стали момента инерции I_2 эффективного сечения. При этом в работе сечения не учитывается растянутый бетон, но учитывается арматура.

6.1.6.2.2 [6.8.6.1] Выносливость стальных элементов оценивается в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-9:2005/2011. Для мостовых конструкций выносливость конструкционной стали должна отвечать требованиям СН РК EN 1992-2:2005/2011 (Раздела 9).

Диапазоны напряжений $\Delta\sigma_E$ в стальных элементах и арматуре определяются из формулы:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi | \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} | \quad (6.11)$$

где $\sigma_{max,f}$ и $\sigma_{min,f}$ – максимальные и минимальные напряжения, вызванными соответственно моментами $M_{Ed,max,f}$ и $M_{Ed,min,f}$;

λ – эквивалентный коэффициент повреждения, значения которого для автодорожных и железнодорожных мостов приведены в СН РК EN 1993-2:2006/2011;

ϕ – эквивалентный коэффициент повреждения от действия динамической нагрузки равный 1,0 для автодорожных мостов, а для железнодорожных мостов принимаемый в соответствии с п.6.4.5 СН РК EN 1991-2:2003/2011.

6.1.6.2.3 Значения усталостной прочности стальных элементов и сварных соединений для стальных элементов приведены на Рисунке 6.8.

Размеры в мм

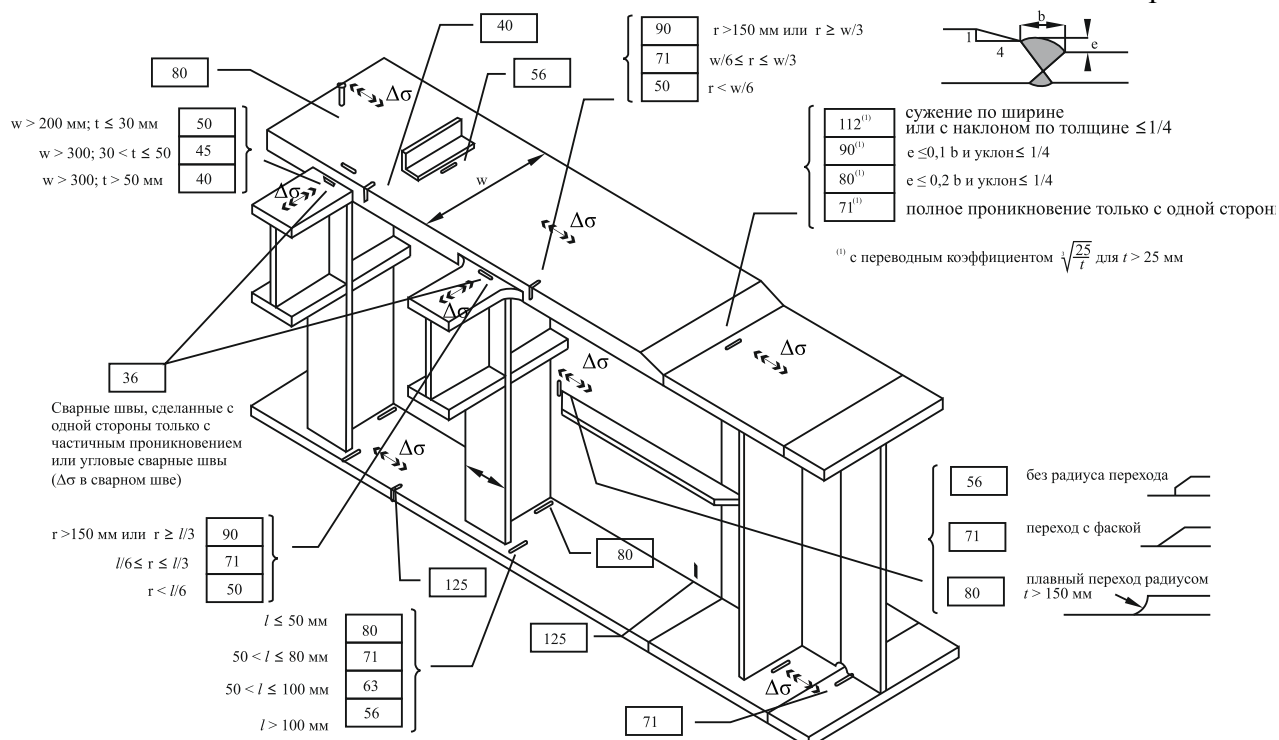


Рисунок 6.8 – Значения усталостной прочности стальных элементов и сварных соединений (приведены в рамках) фрагмента стальной мостовой балки [22]

6.1.6.2.4 При проверке стальных элементов на усталость частные коэффициенты безопасности γ_{Mf} следует принимать в соответствии с СН РК EN 1993-2:2006/2011 (9.3).

6.1.6.3 Оценка выносливости арматуры

6.1.6.3.1 Напряжения в арматуре определяются в зависимости от знака напряжений в бетонной плите, вызванных действием максимального $M_{Ed,max,f}$ и минимального $M_{Ed,min,f}$ изгибающих моментов. Если изгибающий момент $M_{Ed,max,f}$ вызывает растягивающие напряжения в бетонной плите, то влияние жесткости растянутого бетона на напряжение $\sigma_{s,max,f}$ в арматуре от действия $M_{Ed,max,f}$ следует определять согласно Формулам (7.4-7.5) СН РК EN 1994-2:2005/2011 по формуле:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + 0,4 f_{ctm} / (\rho_s A I / A_a I_a), \quad (6.12)$$

где $\sigma_{s,0}$ – напряжение в арматуре без учета растянутого бетона;
 f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение приведенная в Таблицах 1а и 1б настоящего пособия;

$\rho_s = A_s / A_{ct}$ – коэффициент армирования;

A_{ct} – площадь сечения бетонной плиты в пределах растянутой зоны;

A_s – площадь сечения продольной арматуры в пределах рабочей площади A_{ct} ;

A, I – площадь и момент инерции сечения соответственно эффективного сталежелезобетонного сечения без учета растянутого бетона;

A_a, I_a – соответствующие характеристики сечения из конструкционной стали.

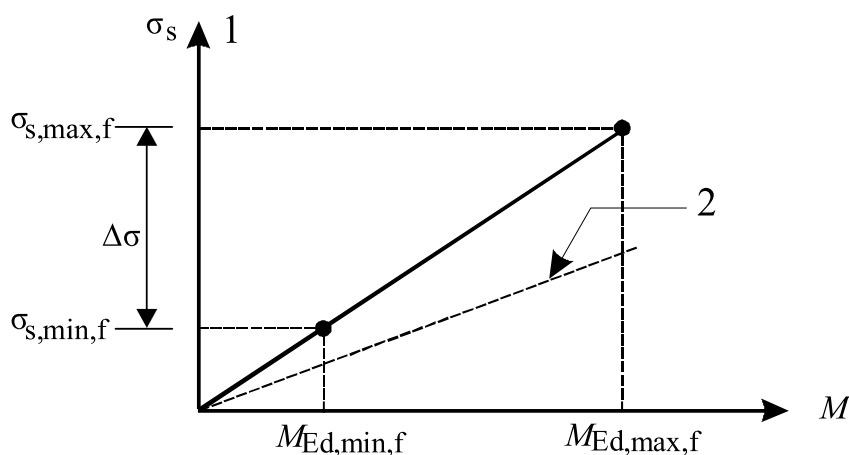
При этом в Формуле (6.12) вместо коэффициента 0,4 принимается коэффициент 0,2.

6.1.6.3.2 [6.8.5.4] Если растягивающие напряжения в бетонной плите вызваны действием момента $M_{Ed,min,f}$, то напряжения $\sigma_{s,min,f}$ в арматуре от $M_{Ed,min,f}$ можно определить из формулы:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}}. \quad (6.13)$$

Если изгибающие моменты $M_{Ed,min,f}$ и $M_{Ed,max,f}$ или только $M_{Ed,min,f}$ вызывают сжатие в бетонной плите, то напряжения в арматуре от действия этих изгибающих моментов определяются с использованием характеристик поперечных сечений без трещин в бетоне.

6.1.6.3.3 Значения эквивалентной амплитуды напряжений $\Delta\sigma_E$ для арматуры приведены в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Ее значение может быть принято в диапазоне максимального уровня напряжений $\Delta\sigma_{s,max}$ в стали при соответствующем сочетании нагрузок. Диапазон напряжений $\Delta\sigma$ для арматуры показан на Рисунке 6.9.



1 - растянутая плита, 2 – сечение плиты с полным раскрытием трещин

Рисунок 6.9 - К определению напряжений $\sigma_{s,max,f}$ и $\sigma_{s,min,f}$ в местах образования трещин в соответствии с п.6.8.5.4(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.1.6.3.4 Выносливость напрягаемой и не напрягаемой арматуры необходимо проверять в соответствии с п.6.8.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Формула усталостной прочности имеет вид:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (6.14)$$

где $\Delta \sigma_{S,eq}(N^*)$ – эквивалентный уровень напряжений при повреждении с учетом количества циклов нагружения N^* ;

$\Delta \sigma_{S,max}(N^*)$ – максимальный уровень напряжений в арматуре при соответствующей комбинации нагрузок;

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ – уровень напряжений при N^* циклах нагрузки, определяемый по графику на Рисунке 6.10;

$\gamma_{F,fat}$ – частный коэффициент безопасности для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, принимаемый согласно п.2.4.2.4(1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 для постоянных расчетных ситуаций равным 1,15 или по национальному приложению;

$\gamma_{S,fat}$ – частный коэффициент безопасности для циклической нагрузки, принимаемый по национальному приложению.

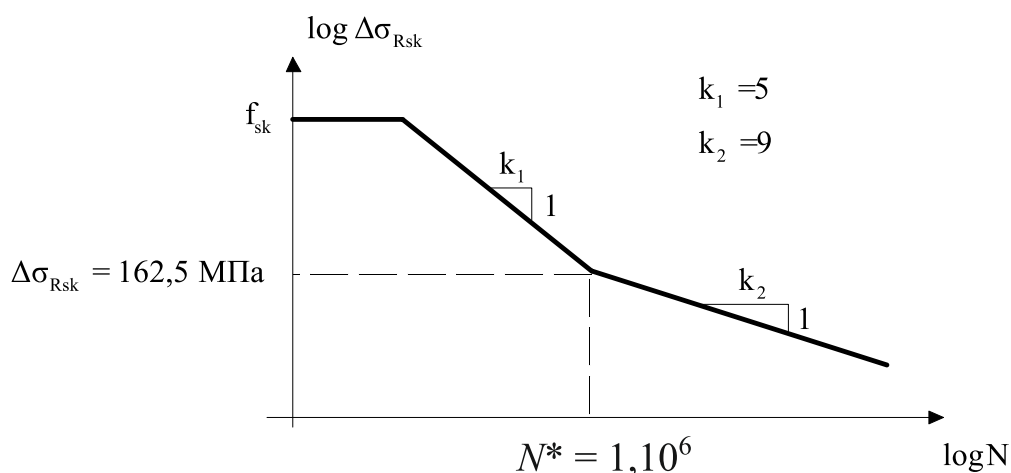


Рисунок 6.10 - Графическая зависимость усталостной прочности арматуры от числа циклов нагружения N^* [22]

6.1.6.4 Оценка выносливости бетона

6.1.6.4.1 Напряжения в бетоне следует определять с учетом его трещинообразования и пренебрегая прочностью при растяжении. В местах образования трещин необходимо учитывать влияние увеличения жесткости растянутого бетона на напряжения в арматуре. Выносливость сжатого бетона следует проверять в соответствии с п.6.8.7(2) СН РК EN 1992-2:2005/2011. Сопротивления бетона усталости при сжатии определяется из формулы:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (6.15)$$

$$\sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,9 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,8 \quad \text{для } f_{ck} > 50 \text{ МПа,}$$

где $\sigma_{c,max}$ – максимальное сжимающее напряжение в бетоне при частой комбинации воздействий, принимаемое со знаком «плюс»;

$\sigma_{c,min}$ – минимальное сжимающее напряжение в бетоне в той же зоне сечения, в которой действует $\sigma_{c,max}$. Если $\sigma_{c,min}$ является напряжением растяжения, то $\sigma_{c,min}$ можно принять равным нулю.

6.1.6.4.2 Частный коэффициент безопасности для бетона при проверке на усталость для постоянных расчетных ситуаций следует принимать в соответствии с п.2.4.2.4(1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 равным $\gamma_{C,fat} = \gamma_C = 1,5$.

6.1.6.5 Оценка выносливости сдвиговых соединений

6.1.6.5.1 [6.8.6.2] Продольные сдвигающие усилия на единицу длины сдвигового соединения следует определять с учетом образования трещин в бетоне. Для анкерных стержней с высаженными головками при характеристическом сочетании воздействий максимальное сдвигающее усилие на одну объединительную деталь не должно превышать 0,75 величины расчетной несущей способности P_{Rd} анкерных стержней на сдвиг. При этом эквивалентный постоянный диапазон касательных напряжений в номинальном диапазоне их изменения для 2 млн. циклов определяется из формулы:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.16)$$

где $\Delta\tau$ – диапазон касательных напряжений при усталостной нагрузке, отнесенный к площади поперечного сечения анкерного стержня с номинальным диаметром d ;

$\lambda_v = \lambda_{v,1}\lambda_{v,2}\lambda_{v,3}\lambda_{v,4}$ – эквивалентный коэффициент повреждения, зависящий от величины наклона прямой усталостной прочности.

Для автодорожных мостов пролетом до 100 м $\lambda_{v,1} = 1,55$, а $\lambda_{v,2}$, $\lambda_{v,3}$ и $\lambda_{v,4}$ определяются по СН РК EN 1993-2:2006/2011. Для железнодорожных мостов $\lambda_{v,2}$, $\lambda_{v,3}$ и $\lambda_{v,4}$ принимаются по СН РК EN 1992-2:2005/2011, а $\lambda_{v,1}$ по графику на Рисунке 6.11.

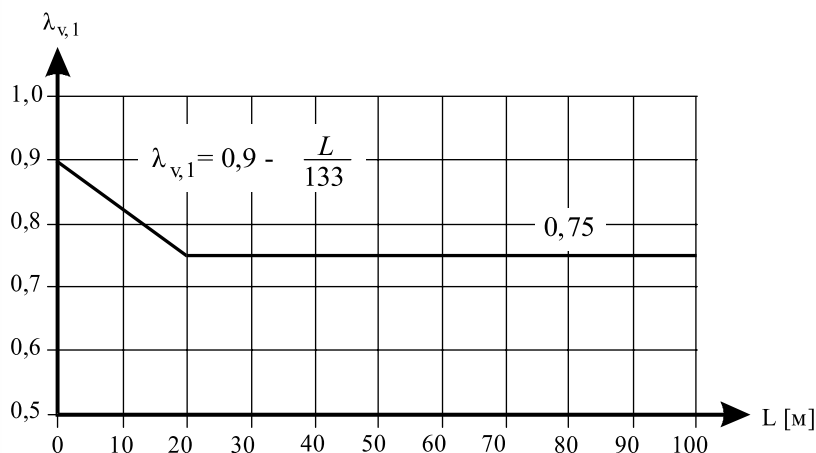


Рисунок 6.11 – Зависимость между $\lambda_{v,1}$ и длиной пролета L железнодорожных мостов для режима нагружения 71 согласно п.6.8.6.2(5) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.1.6.5.2 [6.8.3(3)] Усталостную сдвиговую прочность анкерных стержней следует определять по графической зависимости Рисунка 6.12 и принимать для обычного бетона равной:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_C)^m N_C, \quad (6.17)$$

где $\Delta\tau_R$ – усталостная прочность при сдвиге, отнесенная к площади поперечного сечения стержня диаметром d ;

$\Delta\tau_C = 90$ МПа – рекомендуемое значение усталостной прочности при 2 млн. циклах нагружения;

$m = 8$ – величина наклона прямой усталостной прочности;

N_R – количество циклов нагружения.

Частный коэффициент безопасности $\gamma_{Mf,s}$ для анкерных стержней принимаемый равным 1,0 либо по национальному приложению.

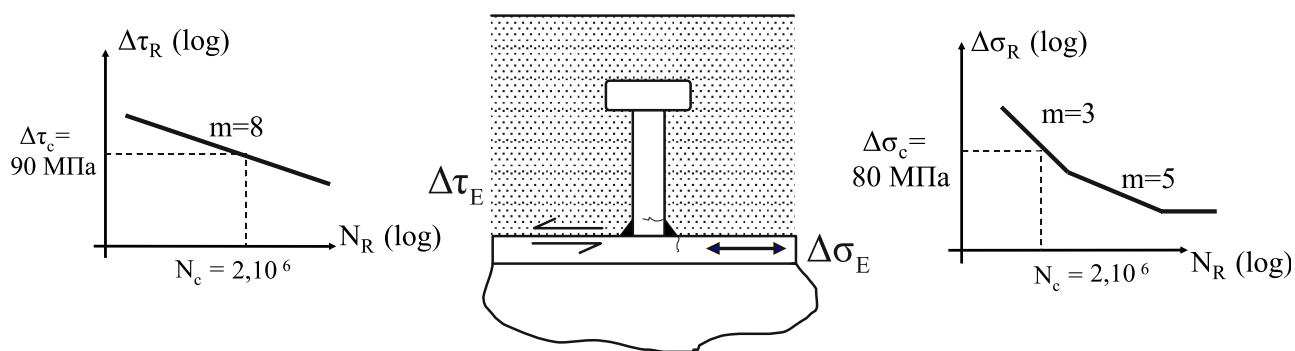


Рисунок 6.12 - Графические зависимости усталостной прочности анкерных стержней с высаженной головкой в бетонной плите без трещин [22]

6.1.6.5.3 [6.8.7.2(2)] Если анкерные стержни приварены к растянутой полке, то необходимо проверить выполнение следующих зависимостей между диапазоном касательных напряжений $\Delta\tau_E$ в сварном шве анкерного стержня и диапазоном нормальных напряжений $\Delta\sigma_E$ в стальной полке:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3, \quad (6.18)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

где $\Delta\sigma_{E,2}$ – диапазон напряжений в полке, определяемый по Формуле (6.17);

$\Delta\sigma_C$ – рекомендуемое нормами СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 значение усталостной прочности для категории 80 (Рисунок 6.12);

$\Delta\tau_{E,2}$ и $\Delta\tau_C$ – эквивалентные диапазоны изменения касательных напряжений, определяемые соответственно по Формуле (6.16) и графику на Рисунке 6.12.

ПРИМЕР

Дано:

Запроектировать пролетное строение автодорожного сталежелезобетонного моста с двухполосным движением, расположенном на дороге категории 4. Свободная длина пролетного строения составляет $L = 19,6$ м, общая ширина 13,1 м, в том числе ширина проезжей части 7,0 м. Мост имеет два тротуара шириной по 2 м, отделенных от проезжей части барьерным ограждением. Пролетное строение состоит из четырех двутавровых балок, расположенных по ширине моста с шагом 2,7 м и объединенных между собой поперечными связями жесткости. Поперечные связи выполнены из металлических швеллеров высотой сечения 30 см и закреплены на болтах к вертикальным ребрам в опорных сечениях балок и на расстоянии 6,55 м от опор (Рисунки 6.13 и 6.14). Опоры под балками выполнены шарнирно-подвижными в виде подкладок из армированного эластомера.

В состав пролетного строения входит монолитная железобетонная плита, объединенная с двутаврами с помощью анкерных цилиндрических стержней (Рисунок 6.15). На плите уложены слой гидроизоляции толщиной 5 мм (18 кН/м^3) и двуслойное асфальтобетонное покрытие толщиной 10 см (23 кН/м^3).

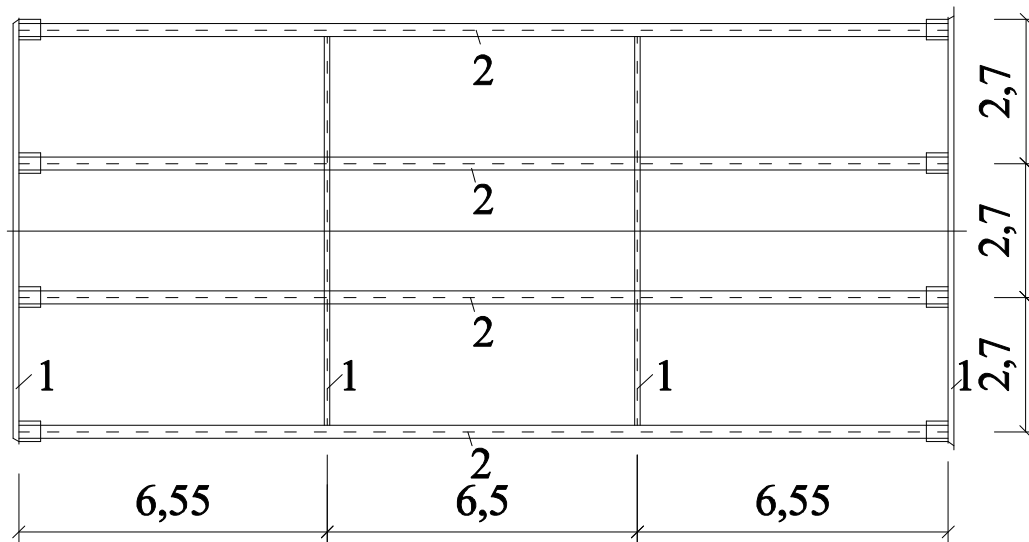
Требуется: запроектировать пролетные сталежелезобетонные балки

Назначение параметров сечения

Высоту сечения металлических балок предварительно принимаем равной $L/20 = 98$ см. Балки проектируем в виде двутавров НЕВ1000 со следующими геометрическими характеристиками (Рисунок 6.16):

$h = 1000 \text{ мм}$, $t_w = 19 \text{ мм}$, $b_f = 300 \text{ мм}$, $t_f = 36 \text{ мм}$, $r = 30 \text{ мм}$, $h_w = 868 \text{ мм}$, $A = 400 \text{ см}^2$, $I_y = 644700 \text{ см}^4$, $I_z = 16280 \text{ см}^4$, $W_{el,y} = 12895 \text{ см}^3$, $W_{pl,y} = 14855,1 \text{ см}^3$

Размеры в м



1 – поперечные связи из металлических швеллеров, 2 – пролетные двутавровые металлические балки

Рисунок 6.13 – План расположения главных балок и поперечных связей моста

Размеры в мм

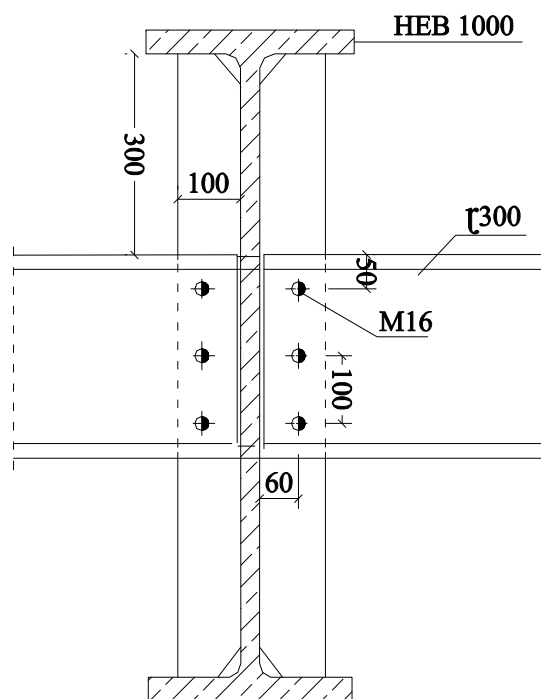


Рисунок 6.14 – Крепление поперечных связей к металлическим балкам в средней части пролета

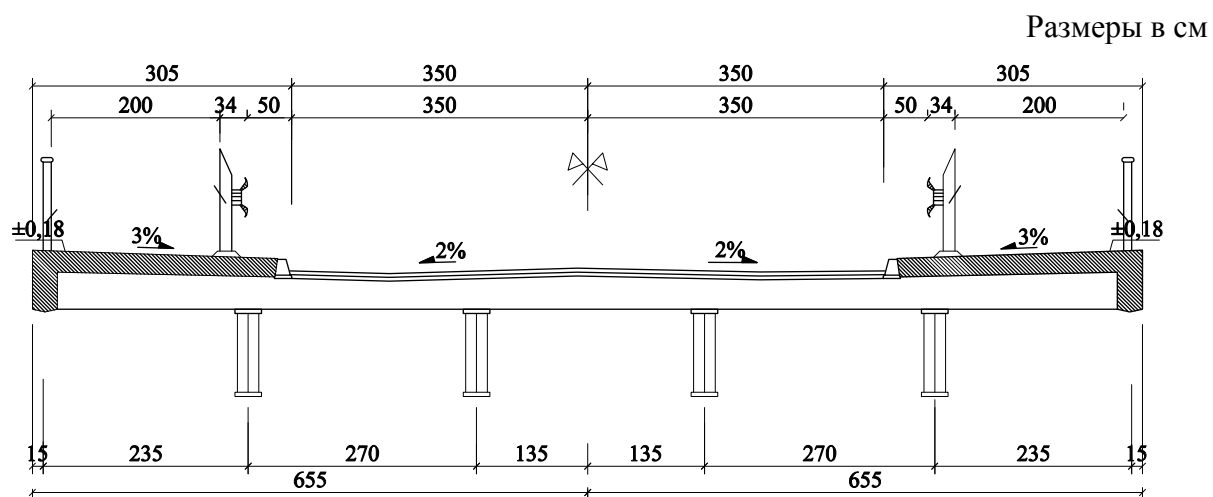


Рисунок 6.15 – Поперечное сечение проектируемого пролетного строения моста

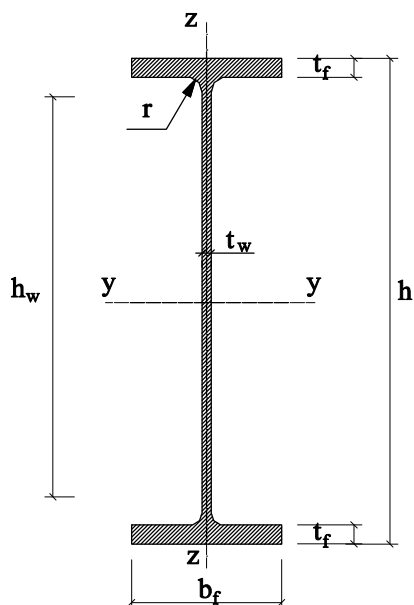


Рисунок 6.16 – Геометрия поперечного сечения металлического двутавра HEB1000

Балки проектируются из стали S355, для которой согласно Таблицы 5.2 $f_y = 355$ МПа, $E = 210000$ МПа. Железобетонная плита проектируется монолитной постоянной толщины 22 см с использованием бетона C30/37 со следующими характеристиками согласно Таблицы 5.1а: $f_{ck} = 30$ МПа, $E_{cm} = 33000$ МПа. Армирование плиты осуществляется из арматуры RB500W.

Определение класса сечения стальных балок

Исходные параметры

Класс сечения балок определяем в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (Раздел 5).

Толщина полки:

$$t_{\max} = t_f = 36 \text{ мм} < 40 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 355 \text{ МПа};$$

Значение коэффициента гибкости

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81;$$

Класс сечения при изгибе

Класс сечения стенки:

Гибкость стенки

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{1000 - 2(36 + 30)}{19} = 45,68;$$

Предельное значение гибкости

$$72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32,$$

$$\frac{c}{t} = 45,68 < 58,32;$$

Стенка относится к классу 1.

Класс сечения сжатого пояса:

Гибкость полки пояса

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} = \frac{0,5(300 - 19 - 2 \times 30)}{36} = 3,12;$$

Предельное значение гибкости

$$9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29,$$

$$\frac{c}{t} = 3,12 < 7,29;$$

Пояс относится к классу 1.

Класс сечения стенки при сдвиге

Гибкость стенки

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{1000 - 2(36 + 30)}{19} = 45,68;$$

Предельное значение гибкости

$$42\varepsilon = 42 \times 0,81 = 34,02,$$

$$\frac{c}{t} = 45,6 < 34,02;$$

Стенка относится к классу 4

Проверки стальных балок на стадии возведения пролетного строения

Сбор нагрузок

Нагрузки действующие на балку на стадии возведения пролетного строения приведены в Таблице 4, где коэффициенты безопасности γ_f приняты в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

Таблица 6.1 – Нагрузки на балки на стадии возведения пролетного строения

Вид нагрузки	g_k [кН/м]	γ_f	g_d [кН/м]
Бетонная смесь	20,02	1,35	21,37
Опалубка	1,75	1,35	2,36
Стальной двутавр	3,39	1,20	4,07
	$\Sigma g'_{1k} = 25,2$		$\Sigma g'_{1d} = 27,8$
Монтажная нагрузка	1,75	1,35	4,07
	$\Sigma g'_k = 26,9$		$\Sigma g'_d = 31,9$

Проверка предельного состояния балки по несущей способности (ULS)

Изгиб

Условие прочности проверяем согласно СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (6.2.5):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

Несущая способность сечения при изгибе:

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{14855,1 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 5273 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Значение изгибающего момента в середине пролета от действия нагрузки $g'_d = 31,9 \text{ кН/м}$:

$$M_{Ed} = \frac{g'_d \cdot L^2}{8} = \frac{31,9 \times 19,6^2}{8} = 1532 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку выполняется условие

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1532}{5273} = 0,29 < 1,0,$$

то прочность при изгибе обеспечена.

Сдвиг

Условие прочности проверяем согласно п.6.2.6 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

Несущая способность сечения при сдвиге:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{s}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{212,44 \times 10^{-4} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}}}{1,0} = 4354 \text{ кН},$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w,$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 400 - 2 \times 30 \times 3,6 + (1,9 + 2 \times 3) \times 3,6 = 212,44 \text{ см}^2,$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \times 86,8 \times 1,9 = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$A_v = 212,44 \text{ см}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 164,92 \text{ см}^2.$$

Максимальная поперечная сила в опорном сечении:

$$V_{Ed} = \frac{g'_d \cdot L}{2} = \frac{31,9 \times 19,6}{2} = 312 \text{ кН};$$

Поскольку выполняется условие

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 312 / 4354 = 0,072 < 1,0,$$

то прочность при сдвиге обеспечена.

Местная устойчивость стенки двутавра при сдвиге

В соответствии с Таблицей 5.2 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011:

$$\frac{c}{t} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{868}{19} = 45,68 < 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \frac{0,81}{1,0} = 58,3;$$

Проверка местной устойчивости стенки не требуется.

Местная устойчивость свесов полок

В соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2006/2011:

$$\begin{aligned} A_w &= (h - 2t_f) \cdot t_w = (1000 - 2 \times 36) \times 19 = 17632 \text{ мм}^2, \\ A_{fc} &= b_f \cdot t_f = 300 \times 36 = 10800 \text{ мм}^2, \\ \frac{c}{t} &= \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} \leq k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}, \\ \frac{c}{t} &= \frac{0,5(b_f - t_w - 2r)}{t_f} = \frac{0,5(300 - 19 - 2 \times 30)}{36} = 3,07, \\ k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} &= 0,3 \frac{21000}{355} \sqrt{\frac{17632}{10800}} = 22,68, \\ \frac{c}{t} &= 3,07 < k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 22,68; \end{aligned}$$

Проверка устойчивости свесов полок не требуется.

Несущая способность по устойчивости

Во время бетонирования железобетонной плиты устойчивость балок обеспечивается поперечными связями жесткости согласно Рисунков 6.13 и 6.14.

Проверка сталежелезобетонных балок на стадии эксплуатации

Статические расчеты

Постоянные нагрузки

Нагрузки действующие на балку во время эксплуатации моста приведены в Таблице 6.2, где коэффициенты безопасности γ_f приняты в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

Таблица 6.2 – Постоянные нагрузки на балку на стадии эксплуатации

Вид нагрузки	g_k [кН/м]	γ_f	g_d [кН/м]
Ездовое полотно и гидроизоляция	5,07	1,2	6,08
Тротуары и барьерные ограждения	9,64	1,2	11,57
Железобетонная плита	19,25	1,35	25,99
Стальная балка с поперечными связями	3,39	1,2	4,07
	$\Sigma g_k = 37,35$		$\Sigma g_d = 47,73$

Временные нагрузки

В качестве временных нагрузок, действующих на пролетное строение, приняты транспортная нагрузка и нагрузка от толпы. Поперечная составляющая аварийного торможения транспортных средств, а также ветровая нагрузка в расчетах пролетного строения на вертикальные воздействия не учитываются, поскольку их восприятие осуществляется поперечными связями и диском железобетонной плиты с соотношением $L/B = 19,6/13,1 = 1,5$.

В соответствии с СН РК EN 1991-2:2003/2011 принята модель загрузки LM1 для двухполосного движения с шириной полосы 3,0 м и шириной остающейся части $7 - 3,0 \times 2 = 1,0$ м. Приняты следующие величины нагрузок:

- равномерно распределенная по площади нагрузка для первой полосы движения $q_k = 9 \text{ кН/м}^2$ и для второй полосы $q_k = 2,5 \text{ кН/м}^2$;

- нагрузка тандемом (от двухосной тележки) с осевой нагрузкой $Q_k = 300 \text{ кН}$ для первой полосы движения и $Q_k = 200 \text{ кН}$ для второй полосы.

Для всех нагрузок и полос движения принято одинаковое значение поправочного коэффициента $\alpha_q = \alpha_Q = 0,8$.

Нагрузка пешеходов (толпы):

$$q_{tk} = 2,0 + \frac{120}{20 + 30} = 4,4 \text{ кН/м}^2 < 5,0 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{td} = 4,4 \times 1,35 = 5,94 \text{ кН/м}^2 > 2,5 \text{ кН/м}^2.$$

В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.4(В)) для предельных состояний несущей способности значения частного коэффициента в случае переменного воздействия (транспортная нагрузка) принято равным $\gamma_Q = 1,35$.

Определение внутренних усилий

Расчетные значения усилий, возникающие в балке от воздействия постоянной и переменной нагрузок, определяем на основании комбинаций в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.4(В)).

Расчетные изгибающие моменты и поперечные силы от постоянной равномерно распределенной нагрузки $g_d = 47,7 \text{ кН/м}$, вычисленные как для однопролетной балки, составляют:

$$M_{gd} = 2291 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad V_{gd} = 468 \text{ кН}.$$

Усилия от временной нагрузки определены по линиям влияния в середине пролета каждой из балок для изгибающих моментов и в приопорных сечениях для поперечных сил. Расчеты выполнены методом конечных элементов, согласно которому железобетонная плита моделировалась пластинчатыми конечными элементами, а стальные балки – стержневыми элементами. Исходя из выполненных расчетов, наиболее нагруженной оказалась первая крайняя балка. Полученные максимальные значения изгибающих моментов и поперечных сил составили:

$$M_{qd} = 8244 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad V_{qd} = 1682 \text{ кН}.$$

Суммарное значение расчетных усилий

$$M_{Ed} = M_{gd} + M_{qd} = 2291 + 8244 = 10535 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$V_{Ed} = V_{gd} + V_{qd} = 468 + 1682 = 2150 \text{ кН}.$$

Проверки по несущей способности

Определение геометрических характеристик объединенного сечения

Напряжения в нижней полке двутавра объединенного сечения будут превышать напряжения в верхней полке. В связи с этим увеличиваем площадь сечения нижней полки путем приварки к ней стальной полосы сечением $14 \times 200 \text{ мм}$ (Рисунок 6.17).

Определяем геометрические характеристики объединенного сталежелезобетонного сечения.

Соотношение модулей упругости стали и бетона:

$$n = \frac{E}{E_c} = \frac{210}{32} = 6,6 \approx 7,0.$$

Площадь сечения двутавра:

$$A_a = 400 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения стальной полосы приваренной к нижней полке:

$$A_b = 1,4 \times 20 = 28 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения железобетонной плиты:

$$A_c = 270 \times 22 = 5940 \text{ см}^2.$$

Положение нейтральной оси сталежелезобетонного сечения определяем по формуле

$$z = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n} A_c \cdot z_c + A_b \cdot z_b}{A_a + \frac{1}{n} A_c + A_b},$$

согласно которой $z = 94,4 \text{ см}$, $x = 29 \text{ см}$, т.е. нейтральная ось расположена ниже железобетонной плиты (Рисунок 6.17).

Размеры в мм

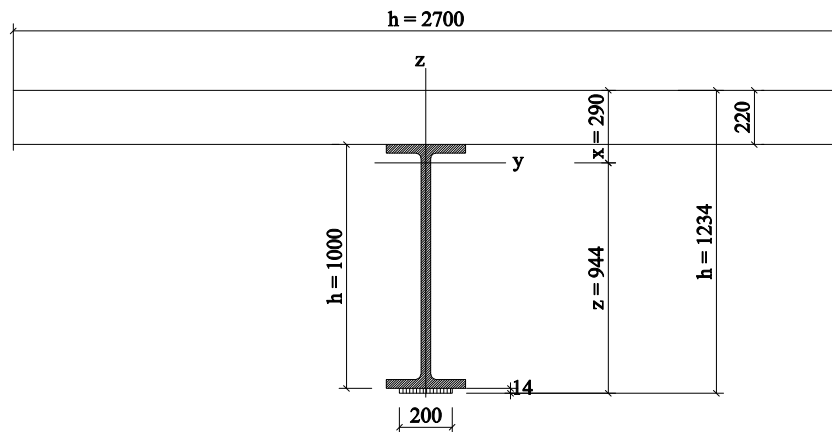


Рисунок 6.17 – Расчетное объединенное сталежелезобетонное сечение

Определяем момент инерции объединенного сечения:

$$I_y = I_a + \frac{1}{n} I_c + I_b + A_a (z_a - z)^2 + \frac{1}{n} A_c (z_c - z)^2 + A_b (z_b - z)^2,$$

где

$$I_a = 644700 \text{ см}^4,$$

$$I_c = \frac{bt^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{t}{b} \right) = \frac{350 \times 22^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{22}{350} \right) = 298268 \text{ см}^4,$$

$$I_b = \frac{bt^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{t}{b} \right) = \frac{20 \times 1,4^3}{12} \left(1 - 0,63 \frac{1,4}{20} \right) = 4,37 \text{ см}^4,$$

$$I_y = 2029145 \text{ см}^4.$$

Определяем моменты сопротивления сечения:

$$W_c = \frac{I_y}{x} = \frac{2029145}{29} = 69971 \text{ см}^3,$$

$$W_{a,c} = \frac{I_y}{x-t} = \frac{2029145}{29-22} = 289878 \text{ см}^3,$$

$$W_{a,t} = \frac{I_y}{z} = \frac{2029145}{94,4} = 21495 \text{ см}^3.$$

Определение эффективной ширины железобетонной плиты

$$b_{e1} = b_{e2} = L/8 = 2,45 \text{ м}, b_0 = 0,$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4,9 \text{ м}.$$

Поскольку полученная ширина больше расстояния между балками равной 2,7 м, то в дальнейших расчетах принимаем $b_{\text{eff}} = 2,7 \text{ м}$.

Проверка несущей способности объединенного сечения

Проверка условия

$$N_c < N_{pl,a},$$

$$N_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot t = 0,85 \cdot (30/1,5) \times 2,7 \times 0,22 \times 10^3 = 10098 \text{ кН}.$$

Площадь стального сечения, расположенного ниже нейтральной оси у-у

$$A = 400 + 28 - 30 \times 3,6 - (7 - 3,6) \times 1,9 = 314 \text{ см}^2,$$

$$N_{pl,a} = A \cdot f_{yd} = 314 \times 355 \times 10^{-1} = 11147 \text{ кН},$$

$$10098 \text{ кН} < 11147 \text{ кН}.$$

Условие выполнено

Определение корректировочного коэффициента β

$$x > 15 \% \cdot h,$$

$$15 \% \text{ от } h = 15 \% \text{ от } 123,4 = 18,51 \text{ см},$$

$$x = 29 \text{ см} > 15 \% \text{ от } h = 18,51 \text{ см}.$$

Расчетный изгибающий момент следует уменьшить на величину β

$$x/h = 29/123,4 = 0,24 \rightarrow \beta = 0,85 + (0,4 - 0,24) \times 0,6 = 0,95.$$

Предельное состояние балки из условия несущей способности на изгиб

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0,$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot z \cdot \beta = 11147 \times 0,944 \times 0,95 = 9997 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} = 10535/9997 = 1,05 > 1,0.$$

Условие не выполнено на 5 %. Для обеспечения несущей способности увеличиваем ширину сечения привариваемой к нижней полке двутавра стальной полосы до 320 мм.

Предельное состояние балки из условия несущей способности на поперечный срез

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{s}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{212,44 \times 10^{-4} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}}}{1,0} = 4354 \text{ кН},$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w,$$

$$A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 400 - 2 \times 30 \times 3,6 + (1,9 + 2 \times 3) \times 3,6 = 212,44 \text{ см}^2,$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \times 86,8 \times 1,9 = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$A_v = 212,44 \text{ см}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 164,92 \text{ см}^2,$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{2150}{4354} = 0,49 < 1,0.$$

Условие выполнено

Проверка несущей способности в упругой стадии от действия характеристической нагрузки

Вычисленное значение характеристического изгибающего момента составляет $M_{Ek} = 8354 \text{ кНм}$.

Проверяем выполнения условия

$$\sigma_i = \frac{M_{Ek}}{W_i} \leq f_i,$$

- в бетоне:

$$\sigma_i = \frac{M_{Ek}}{n \cdot W_c} = \frac{8354 \times 10^3}{7 \times 69971} = 17 \text{ МПа} < f_{ck} = 30 \text{ МПа}, \text{ (условие выполнено);}$$

- в верхней полке двутавра:

$$\sigma_{a,c} = \frac{M_{Ek}}{W_{a,c}} = \frac{8354 \times 10^3}{289878} = 28,8 \text{ МПа} < f_y = 355 \text{ МПа (условие выполнено);}$$

- в нижней полке двутавра:

$$\sigma_{a,t} = \frac{M_{Ek}}{W_{a,t}} = \frac{8354 \times 10^3}{21495} = 389 \text{ МПа} > f_y = 355 \text{ МПа (условие не выполнено).}$$

Для обеспечения прочности нижнего пояса увеличиваем его толщину путем приварки к нему полосы толщиной 18 мм.

Проектирование соединительных элементов

Назначение параметров соединений

Соединительные элементы проектируем в виде анкерных цилиндрических стержней диаметром $d = 22 \text{ мм}$ и длиной $h_{sc} = 125 \text{ мм}$. Анкера изготовлены из стали со следующими прочностными характеристиками: $f_{yk} = 355 \text{ МПа}$, $f_u = 450 \text{ МПа}$.

Стержни привариваются к верхней полке двутавра с шагом $S = 30 \text{ см}$ в следующей последовательности:

- по $n = 2$ стержня в каждом ряду перпендикулярном продольной оси балок в их средней части;

- по $n = 3$ стержня в каждом ряду перпендикулярном продольной оси балок в их пропорциональных участках на расстоянии 3,75 м от опор.

Определение несущей способности анкерного стержня

Определяем несущую способность соединительных элементов из условий прочности стали и бетона согласно указаниям норм СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.3.1) по меньшему из двух значений:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot \frac{1}{\gamma_v}; \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_v}}, \end{array} \right.$$

где $\gamma_t = 1,25$ – частный коэффициент безопасности;

$\alpha = 0,2 (h_{sc}/d + 1)$ для $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$;

$\alpha = 1,0$ для $4 < h_{sc}/d$;

$h_{sc}/d = 125/22 = 5,68 > 4 \rightarrow \alpha = 1,0$.

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \cdot 1 / \gamma_v = 0,8 \times 450 \times 10^3 \cdot \pi \times 0,022^2 / 4 \times 1 / 1,25 = 109,48 \text{ кН},$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_v}} = 0,29 \times 1,0 \times 0,022^2 \times \sqrt{30 \times 10^3 \times 32 \times 10^6} \times \frac{1}{1,25} = 110,02 \text{ кН},$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 109,48 \\ 110,02 \end{array} \right. = 109,48 \text{ кН}.$$

Несущую способность одного анкерного стержня принимаем равной $P_{Rd} = 109,48 \text{ кН}$

Конструктивные требования

Минимальное и максимальное расстояния между стержнями определяем в соответствии с Пунктом 6.6.5.5 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011.

$$e_{1,\min} = 5d = 5 \times 22 = 110 \text{ мм} = 11 \text{ см},$$

$$e_{1,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4d = 4 \times 22 = 88 \text{ см} \\ 60 \text{ см} \end{array} \right. = 60 \text{ см}.$$

Принятое расстояние между анкерными стержнями $11 \text{ см} < S = 30 \text{ см} < 60 \text{ см}$ находится в допустимых пределах.

Проверка предельного состояния анкерных стержней по несущей способности

Проверяем выполнение условия:

$$F_{Rd} \geq F_{\text{long}},$$

в котором несущая способность n стержней в каждом ряду перпендикулярном продольной оси балки определяем из формулы:

$$F_{Rd} = P_{Rd} \cdot n / s ,$$

а сдвигающее усилие F_{long} по формуле

$$F_{\text{long}} = V_{Ed} \cdot A \cdot z / l_g.$$

Для 3 стержней в ряду с шагом $S = 30$ см:

$$F_{Rd} = 109,48 \times 3 / 0,3 = 1095 \text{ кН/м},$$

$$A = \frac{s \cdot t}{n} = \frac{30 \times 22}{3} = 220 \text{ см}^2,$$

$$F_{long} = 2150 \times \frac{220 \left(29 - \frac{22}{2} \right)}{2029145} = 4,2 \text{ кН/см} = 420 \text{ кН/м},$$

$$F_{Rd} = 1095 \text{ кН/м} > F_{long} = 420 \text{ кН/м}.$$

Для двух стержней в ряду с шагом $S = 30$ см:

$$F_{Rd} = 109,48 \times 2 / 0,30 = 730 \text{ кН/м},$$

$$A = \frac{s \cdot t}{n} = \frac{40 \times 22}{3} = 330 \text{ см}^2,$$

$$F_{long} = 2150 \times \frac{330 \left(29 - \frac{22}{2} \right)}{2029145} = 6,85 \text{ кН/см} = 685 \text{ кН/м},$$

$$F_{Rd} = 730 \text{ кН/м} > F_{long} = 685 \text{ кН/м}.$$

Несущая способность анкерных стержней при сдвиге обеспечена

Проверка железобетонной плиты при продольном сдвиге

Прочность железобетонной плиты на продольный сдвиг определяем в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (6.2.4). Плита условно рассматривается как система сжатых раскосов, соединенных тяжами в виде растянутой арматуры (Рисунок 6.6). Продольное сдвигающее усилие, действующее по длине равной шагу анкерных стержней, определяется из формулы

$$V_{Ed} = P_{Rd} / s = 109,48 / 0,3 = 365 \text{ кН}.$$

Армирование бетонной плиты в поперечном направлении относительно продольной оси балок принято в виде стержней диаметром 12 мм, расположенных с шагом 15 см по ширине $b = 100$ см ($A_t = 7,53 \text{ см}^2 / \text{м}$).

Требуемое минимальное поперечное армирование

$$A_{s,min} = 0,002 h_c b = 0,002 \times 5 \times 100 = 1,0 \text{ см}^2 / \text{м} < A_t = 7,53 \text{ см}^2.$$

Величина угла сдвигающего усилия принята равной $\theta = 40^\circ$

$$(\sin \theta = 0,643 \quad \cos \theta = 0,766 \quad \text{ctg } \theta = 1,19).$$

Несущая способность плиты на сдвиг принимается меньшей из вычисленных по следующим формулам:

$$V_{Rd} = A_t f_{sy} \text{ctg } \theta = 7,53 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 \times 1,19 = 247 \text{ кН/м},$$

$$V_{Rd} = v A_{cv} f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,53 \times 2200 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 \times 0,643 \times 0,766 = 763 \text{ кН/м},$$

где

– расчетная площадь среза бетонной плиты (сечение а-а на Рисунке 6.5)

$$A_{cv} = 100 h_c = 100 \times 22 = 2200 \text{ см}^2 / \text{м};$$

– понижающий коэффициент

$$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,53.$$

Проверяем условие обеспечения несущей способности сдвигу плиты:

$$V_{Rd} > 0,5 V_{Ed}, \\ 247 \text{ кН/м} > 0,5 \times 365 = 183 \text{ кН/м}.$$

Несущая способность железобетонной плиты при продольном сдвиге обеспечена.

6.2 Сжатые и сжато-изгибаемые элементы

6.2.1 Расчеты при одноосном сжатии

6.2.1.1 [6.7.1] При проектировании стоек можно применять общий и упрощенный методы расчета. Последний метод используется для наиболее применяемых элементов с постоянными по длине сечениями, имеющими две оси симметрии. При этом все компоненты сечения из конструкционной стали должны быть объединены между собой. В рационально запроектированном сечении коэффициент вклада стали δ в составном сечении должен находиться в пределах от 0,2 до 0,9. Величина δ определяется из формулы:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.20)$$

где $N_{pl,Rd}$ – несущая способность сечения на сжатие, определяемая по Формуле (6.21).

6.2.1.2 [6.7.3.2] Несущая способность при одноосном сжатии $N_{pl,Rd}$ сталежелезобетонного сечения по упрощенному методу следует определять как сумму несущих способностей конструкционной стали, бетона и арматуры:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}. \quad (6.21)$$

Здесь для трубобетонных сечений вместо коэффициента 0,85 должен использоваться коэффициент 1,0.

6.2.1.3 [6.7.3.2 (6)] Несущая способность при сжатии трубобетонных сечений может также определяться с учетом увеличения прочности бетона в условиях ограничения его поперечных деформаций. Необходимым условием для этого является соблюдение соотношений $\bar{\lambda} < 0,5$ и $e/d < 0,1$, где $e = M_{ed} / N_{Ed}$ является эксцентриситетом приложения нагрузки.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (6.22)$$

где t и d – толщина стенки и наружный диаметр стальной трубы;

$\eta_a = \eta_{ao}$ и $\eta_c = \eta_{co}$ при $e = 0$ определяют по формулам:

$$\eta_{ao} = 0,25 \cdot (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad \text{при этом } \eta_{ao} \leq 1,0; \quad (6.23)$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad \text{при этом } \eta_{co} \geq 0, \quad (6.24)$$

6.2.1.4 [6.7.3.5(2)] Для стоек, подверженных осевому сжатию, должно соблюдаться следующее условие согласно формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.25)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающего усилия;

χ – редуцированный коэффициент, зависящий от формы потери устойчивости и относительной гибкости $\bar{\lambda}$.

6.2.1.5 [6.7.3.5(2)] Характерные кривые потери устойчивости согласно СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 для поперечных сечений сталежелезобетонных стоек с коэффициентом армирования $\rho_s = A_s/A_c$ приведены в Таблице 6.3.

Таблица 6.3 – Кривые потери устойчивости и допускаемые отклонения оси элементов для сталежелезобетонных стоек согласно п.6.7.3.4 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011

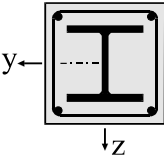
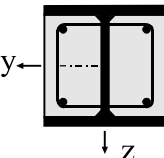
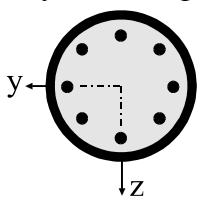
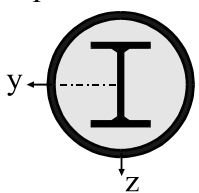
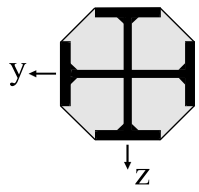
Поперечное сечение	Предельные значения	Ось потери устойчивости	Кривая потери устойчивости	Отклонение элемента
Полностью омоноличенное сечение 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Частично омоноличенное сечение 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150

Таблица 6.3 – Кривые потери устойчивости и допускаемые отклонения оси элементов для сталежелезобетонных стоек согласно п.6.7.3.4
СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (продолжение)

Поперечное сечение	Предельные значения	Ось потери устойчивости	Кривая потери устойчивости	Отклонение элемента
Стальной профиль круглой и прямоугольной формы 	$\rho_s \leq 3 \%$	Любая	a	L/300
	$3 \% < \rho_s \leq 6 \%$	Любая	b	L/200
Круглый стальной профиль с дополнительным двутавровым сечением 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
Частично омоноличенный профиль с крестовым двутавровым сечением 		Любая	b	L/200

6.2.1.6 [6.7.3.3(2)] Относительная гибкость $\bar{\lambda}$ стоек должна быть не более 2,0 и определяется из формулы:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.26)$$

где $N_{pl,Rk}$ - характеристическое значение несущей способности на сжатие в соответствии с Формулой (6.21);

N_{cr} - упругая критическая нормальная сила для соответствующей формы потери устойчивости.

6.2.1.7 [6.7.3.3(3)] Значения $\bar{\lambda}$ и N_{cr} вычисляются на основании характеристической величины эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$ сечения, определяемой из формулы:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.27)$$

где $K_e = 0,6$ - поправочный коэффициент;

I_a , I_c , I_s - соответственно моменты инерции сечений конструкционной стали, бетона без учета трещин и арматуры.

6.2.1.8 [6.7.3.3(4)] При вычислении $(EI)_{eff}$ следует учитывать ползучесть бетона путем уменьшения его модуля упругости E_{cm} до значения $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \cdot \varphi_t}, \quad (6.28)$$

где φ_t - коэффициент ползучести бетона;

N_{Ed} - общая величина расчетного осевого усилия;

$N_{G,Ed}$ - постоянная длительно действующая часть осевого усилия.

6.2.2 Расчеты на сжатие с изгибом

6.2.2.1 Несущая способность поперечного сечения при совместном действии сжатия и изгиба определяется в предположении прямоугольных эпюр напряжений и без учета бетона на растяжение (Рисунок 6.18).

6.2.2.2 [6.7.3.1(4)] Влияние поперечных сил на сопротивление изгибу и действию нормальной силы следует учитывать при $V_{a,Ed} > V_{pl,a,Rd}$ посредством уменьшения расчетной прочности стали до величины $(1 - \rho) f_{yd}$, где $\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$ а V_{Rd} сопротивление вертикальному сдвигу. При этом сдвигающая сила $V_{a,Ed}$ не должна превышать несущую способность стального профиля на сдвиг. Несущая способность на сдвиг $V_{c,Ed}$ железобетонной части сечения должно проверяться согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (6.2). Величину V_{Ed} можно разделить на составляющие $V_{a,Ed}$ и $V_{c,Ed}$, действующие на стальное и железобетонное сечения:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (6.29)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}, \quad (6.30)$$

где $M_{pl,a,Rd}$ – несущая способность стального сечения при пластическом изгибе;

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность сталежелезобетонного сечения при пластическом изгибе.

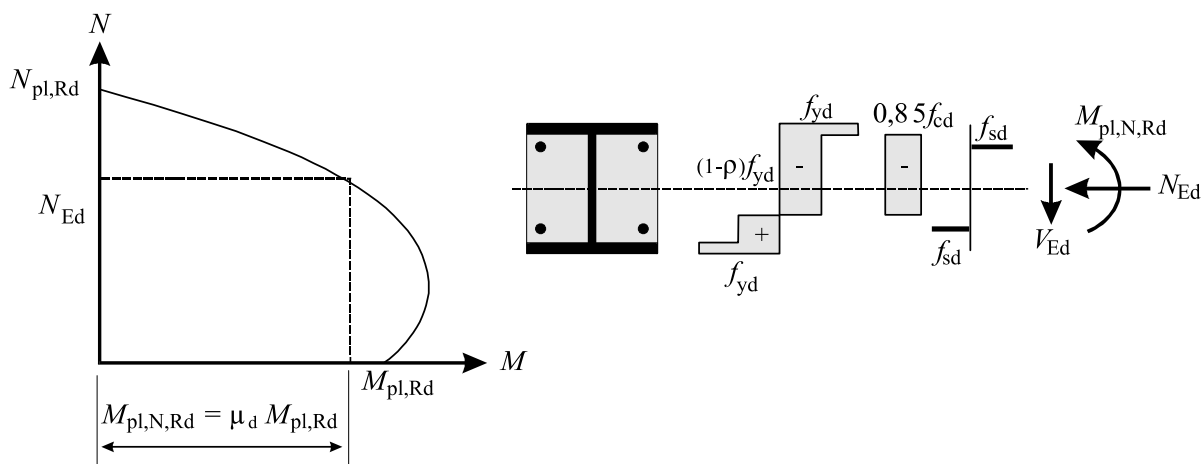


Рисунок 6.18 - Кривая взаимодействия для совместного сжатия и одноосного изгиба в соответствии с п.6.7.3.2(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.2.2.3 [6.7.3.1(5)] В практических расчетах можно пользоваться кривой взаимодействия в виде многоугольника, где для сечений как на Рисунке 6.19а–с $N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$, а для трубобетонных сечений $N_{pm,Rd} = f_{ed} \cdot A_c$.

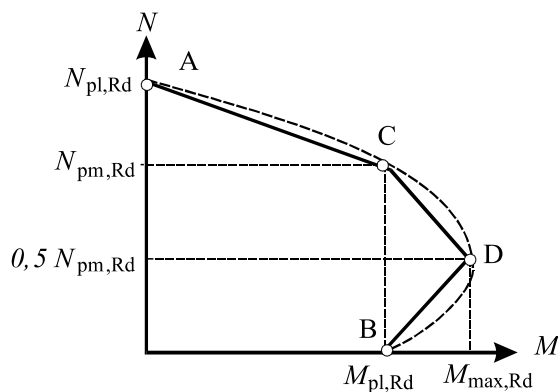


Рисунок 6.19 - Упрощенная кривая взаимодействия и соответствующие распределения напряжений в соответствии с п.6.7.3.2(5) СН РК EN 1994-2:2005/2011

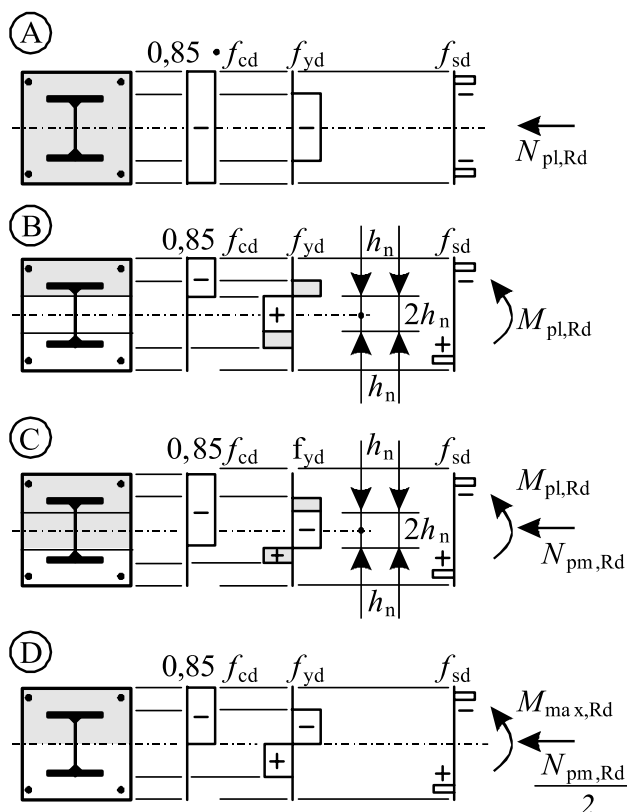


Рисунок 6.19 - Упрощенная кривая взаимодействия и соответствующие распределения напряжений в соответствии с п.6.7.3.2(5) СН РК EN 1994-2:2005/2011 (продолжение)

6.2.2.4 [6.7.3.6] При совместном действии сжатия и одноосного изгиба должно удовлетворяться следующее условие по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.31)$$

где M_{Ed} – наибольший из концевых моментов и максимального изгибающего момента в пределах длины стойки, рассчитанный с учетом отклонения и влияния второго порядка;

$M_{pl,N,Rd}$ – несущая способность при пластическом изгибе с учетом нормальной силы N_{Ed} , выраженной с помощью $\mu_d M_{pl,Rd}$ (Рисунок 6.18);

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность при пластическом изгибе в соответствии с точкой В на Рисунке 6.19;

$\alpha_M = 0,9$ для сталей марки от S235 до S355 включительно и $\alpha_M = 0,8$ для сталей марки S420 и S460.

6.2.2.5 [6.7.3.7] При совместном действии сжатия и двухосного изгиба должны быть удовлетворены следующие условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}, \quad (6.32)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.33)$$

где $M_{pl,y,Rd}$ и $M_{pl,z,Rd}$ – несущая способность при пластическом изгибе в соответствующей плоскости изгиба;

$M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ – расчетные изгибающие моменты, включая воздействия второго порядка и геометрические отклонения;

μ_{dy} и μ_{dz} – коэффициенты определяемые согласно Рисунка 6.20;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ и $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ – коэффициенты определяемые как и в Формуле (6.31).

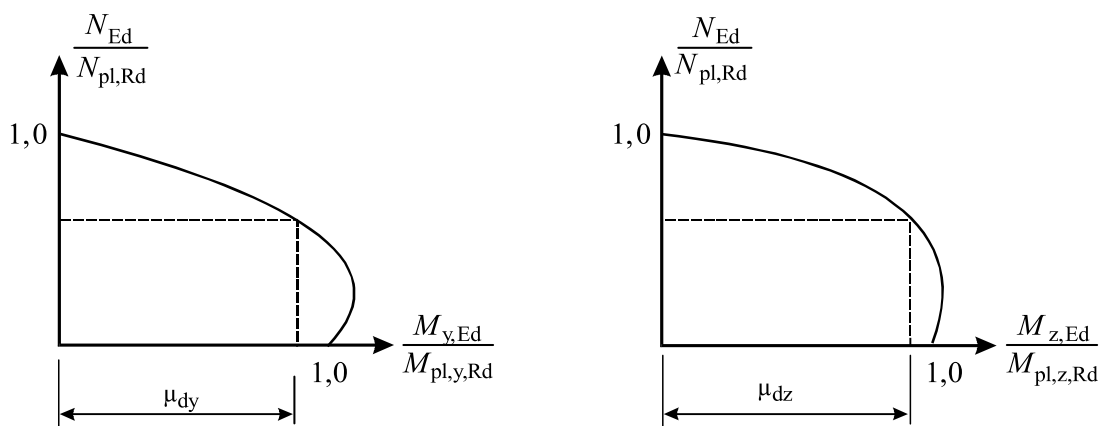
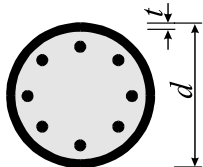
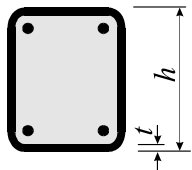
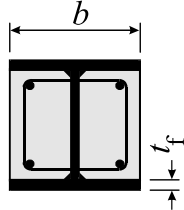


Рисунок 6.20 – Расчет на сжатие и двухосный изгиб в соответствии с п.6.7.3.6(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.2.3 Потеря местной устойчивости стальных элементов

6.2.3.1 Влияние местной потери устойчивости стальных элементов при продольном изгибе может не учитываться, если защитный слой бетона полки стального профиля при полном обетонировании составляет не менее 40 мм и не менее $1/6$ ширины b полки. Для других типов поперечного сечения потери местной устойчивости можно не учитывать при условии не превышения максимально допустимых значений d/t , приведенных в Таблице 6.4.

Таблица 6.4 – Максимально допустимые значения d/t , h/t и b/t_f в соответствии с СН РК EN 1994-2:2005/2011 (6.7.1 (9))

Поперечное сечение	Максимальные значения d/t , h/t и b/t
<p>Трубчатый стальной профиль</p> 	$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
<p>Прямоугольный полый стальной профиль</p> 	$\max(h/t) = 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Частично обетонированный двутавровый профиль</p> 	$\max(b/t_f) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.2.4 Участки передачи сосредоточенных усилий

6.2.4.1 [6.7.4.2(6)] Для полых сечений проверка прочности бетона под воспринимающими сосредоточенные усилия ребрами осуществляется из формулы:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}, \quad (6.34)$$

где t – толщина стенки стальной трубы;

a – диаметр трубы или ширина квадратного сечения;

A_c – площадь поперечного сечения бетонного профиля колонны;

A_1 – загруженная площадь под ребром (Рисунок 6.21);

$\eta_{cL} = 4,9$ – для круглых стальных труб и $3,5$ – для квадратных сечений.

Отношение A_c/A_1 не должно превышать 20. Сварные швы между косынками и стальными полыми сечениями должны проектироваться согласно СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (Раздел 4).

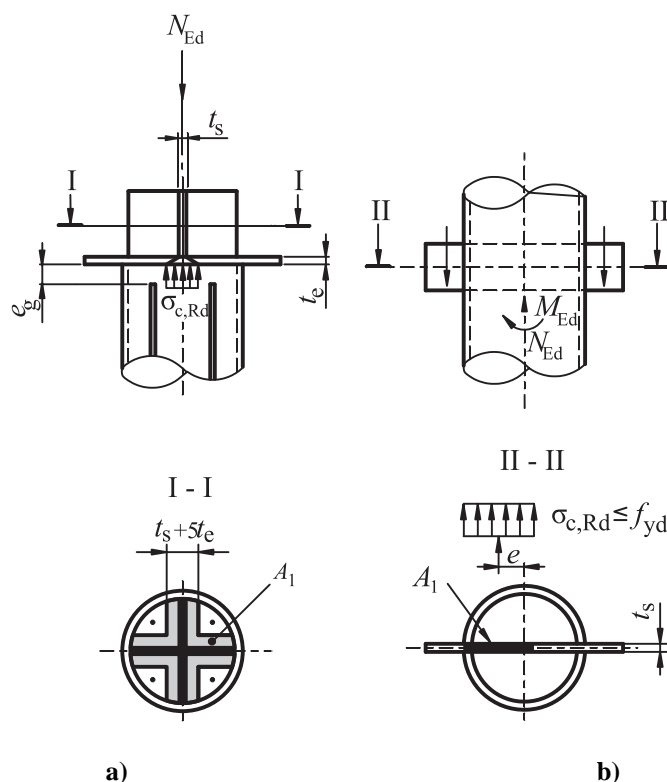
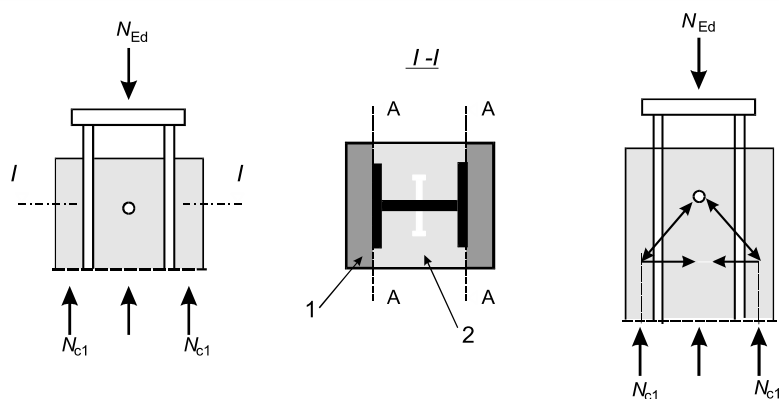


Рисунок 6.21 – Передача сосредоточенных усилий в трубобетонных стойках в соответствии с п.6.7.4.2(6) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.2.4.2 [6.7.4.2(9)] При передаче сосредоточенной нагрузки через обетонированное стальное сечение открытого профиля сдвигающие усилия должны восприниматься только на контакте стали и бетона, который имеет объединительные элементы. Не объединенные со стальным профилем участки бетона (за пределами стальных полок) должны быть армированы поперечными хомутами, усилия в которых определяются согласно раскосной модели (Рисунок 6.22).



1 - отсутствие объединения, 2 - наличие объединения бетона и стали

Рисунок 6.22 – Поперечное армирование не объединенного со сталью бетона в соответствии с п.6.7.3.6(9) СН РК EN 1994-2:2005/2011

6.2.5 Конструктивные требования

Отношение высоты к ширине сталежелезобетонного сечения должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0. Толщина защитного слоя бетона полностью обетонированного стального профиля (Рисунок А.39) должна быть не менее 40 мм и $1/6$ ширины b полки и не превышать следующих значений:

$$\max c_z = 0,3h, \max c_y = 0,4b. \quad (6.35)$$

Продольная и поперечная арматура в стойках с полным или частичным обетонированием проектируется согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и 9.5. Расчетная продольная арматура в стойках с полностью обетонированным сечением должна составлять не менее 0,3 % и не более 6 % площади поперечного сечения бетона. Для условий эксплуатации класса Х0 по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 необходимо предусмотреть минимальную продольную арматуру диаметром 6 мм с шагом 200 мм и поперечную арматуру диаметром 8 мм и шагом 250 мм. В трубобетонных сечениях продольная арматура, как правило, назначается исходя из требований огнестойкости.

ПРИМЕР

Дано: запроектировать сжатую сталежелезобетонную стойку мостовой фермы высотой $H = 3,0$ м. Стойка испытывает действие расчетного осевого усилия $N_G = 1200$ кН от постоянной нагрузки, включая собственную массу, и осевого усилия $N_Q = 1100$ кН от временной нагрузки. Сечение стойки является полностью обетонированным.

Принимаемое сечение:

Сечение проектируемой стойки принято из следующих конструктивных элементов (Рисунок 6.23):

– двутавр колонный 23К1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками в соответствии с обозначениями на Рисунке 6.24:

$$A_a = 66,51 \text{ см}^2 \quad h = 227 \text{ мм} \quad b = 240 \text{ мм} \quad t_f = 12 \text{ мм} \quad t_w = 8 \text{ мм} \quad J_y = 6589 \text{ см}^4$$

$$W_y = 580 \text{ см}^3 \quad i_y = 9,95 \text{ см} \quad J_z = 2421 \text{ см}^4 \quad W_z = 202 \text{ см}^3 \quad i_z = 6,03 \text{ см}$$

Материал двутавра сталь марки S 235 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2) со следующими прочностными и деформационными характеристиками $f_y = 235$ МПа, $f_u = 360$ МПа, $E = 210000$ МПа.

– бетон класса C20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа). Толщина защитного слоя бетона принята $c = 50$ мм и удовлетворяет следующим требованиям:

$$c_y = 50 \text{ мм} < 0,4b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм}, \\ c_z = 50 \text{ мм} < 0,3h = 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм};$$

– армирование бетона осуществляется стержнями диаметр $d = 16$ мм в количестве 8 штук ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$), сталь марки S 275. Оси стержней расположены от граней сечения на расстоянии $a = 3$ см.

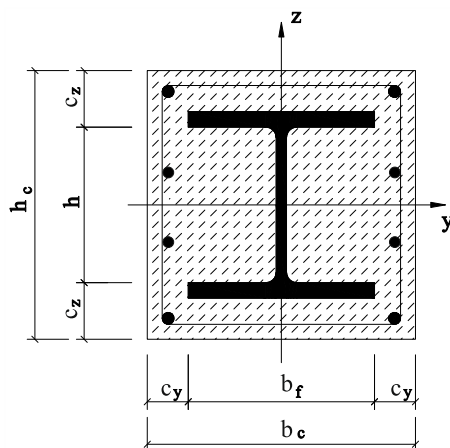


Рисунок 6.23 - Принятое конструктивное решение сечения сжатой стойки

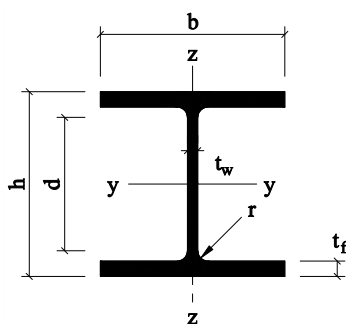


Рисунок 6.24 - Геометрические размеры двутавра

Геометрические параметры сталежелезобетонного сечения

$$h_c = h + 2 c_z = 227 + 2 \times 50 = 327 \text{ мм},$$

$$b_c = b + 2 c_y = 240 + 2 \times 50 = 340 \text{ мм}.$$

Площадь сечения бетона

$$A_c = h_c b_c - A_a = 32,7 \times 34 - 66,51 = 1045,3 \text{ см}^2.$$

Определение несущей способности сечения

Несущая способность сопротивления сечения сжатию в пластической стадии определяется из формулы:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = \\ &= 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2789 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, равен

$$0,2 < \delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd} = 66,51 \times 23,5 / 2789 = 0,56 < 0,9.$$

Определяем процент армирования

$$\rho = A_s / [b_c(b_c - a) - A_a] = 16,08 / [34(32,7 - 3) - 66,51] = 0,017 = 1,7 \% > 0,3 \%$$

Учитывая менее выгодную кривую потери устойчивости (см. Таблицу 6.2 норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011), а также соотношение $J_y = 6589 \text{ см}^4 > J_z = 2421 \text{ см}^4$ наиболее вероятной формой потери несущей способности стойки является потеря ее устойчивости относительно оси OZ. В связи с этим все дальнейшие расчеты производим с использованием геометрических характеристик сечения относительно этой оси.

Момент инерции двутавра

$$J_a = J_z = 2421 \text{ см}^4.$$

Момент инерции арматуры

$$J_s = A_s / (b_c / 2 - a)^2 = 16,8 / (34 / 2 - 3)^2 = 3293 \text{ см}^4.$$

Момент инерции бетона

$$J_c = h_c(b_c)^3 / 12 - J_a - J_s = 32,7 \times 34^3 / 12 - 2421 - 3293 = 101389 \text{ см}^4.$$

Влияние длительных воздействий на изгибную жесткость сечения учитываем путем корректировки модуля упругости бетона с помощью коэффициента ползучести $\varphi_t = 2,0$.

$$E_c = E_{cm} / (1 + \varphi_t N_G / N) = 30 / (1 + 2,0 \times 1200 / 2300) = 14,7 \text{ ГПа} = 14,7 \times 10^6 \text{ кН/м}^2,$$

где $N = N_G + N_Q = 1200 + 1100 = 2300 \text{ кН}$ - суммарное расчетное осевое усилие от действия постоянной и временной нагрузок.

Определяем приведенное характеристическое значение изгибной жесткости сечения

$$(EJ)_{\text{eff}} = E_a J_a + E_s J_s + 0,6 E_c J_c = 210 \times 10^6 \times 2421 \times 10^{-8} + 210 \times 10^6 \times 3293 \times 10^{-8} + 0,6 \times 14,7 \times 10^6 \times 101389 \times 10^{-8} = 20943 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Определяем характеристическое значение несущей способности сталежелезобетонного сечения

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + 0,85 A_{ck} f_{ck} + A_s f_{sk} = 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 20 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 3782 \text{ кН}.$$

Узлы сопряжения стойки запроектированы так, чтобы они не передавали изгибающие моменты (шарнирное соединение, при котором $\mu = 1,0$). Тогда расчетная длина стойки равна

$$l_o = \mu H = 1,0 \times 300 = 300 \text{ мм}.$$

Определяем величину критического сжимающего усилия

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_{\text{eff}} / (l_o)^2 = 3,142 \times 20943 / 3^2 = 22943 \text{ кН}.$$

Условная гибкость стойки составляет

$$\lambda^* = (N_{pl,Rk} / N_{cr})^{0,5} = (3782 / 22943)^{0,5} = 0,406.$$

Параметры поперечного сечения стойки удовлетворяют следующим условиям:

- поперечное сечение стойки имеет две оси симметрии и является постоянным по всей длине;
- условная гибкость стойки $\lambda^* = 0,406 < 2$;
- процент армирования сечения $\rho = 0,017 < 0,04$;

- толщина защитного слоя $c = 50$ мм бетона соответствует условиям:

$$\begin{aligned} 40 \text{ мм} < c_y = 50 \text{ мм} < 0,4 b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм}, \\ 40 \text{ мм} < c_z = 50 \text{ мм} < 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм}; \end{aligned}$$

- коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, находится в границах:

$$0,2 < \delta = 0,56 < 0,9.$$

Выполненные условия позволяют применить для проверки обеспечения несущей способности стойки упрощенную методику

$$N / (\chi N_{pl,Rd}) < 1,$$

где понижающий коэффициент $\chi = 0,9$ определен по кривой «с» в соответствии с Рисунком 6.6 норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

$$2300 / (2789 \times 0,9) = 0,92 < 1.$$

Несущая способность стойки обеспечена. Принимаем окончательно размеры сталежелезобетонного сечения равным $b_c = 34$ см $h_c = 33$ см.

7 РАСЧЕТЫ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

7.1 Проверка прогибов

7.1.1 Проверку по эксплуатационной пригодности для мостовых конструкций необходимо производить для стадии строительства и стадии эксплуатации. С этой целью необходимо использовать комбинации воздействий, приведенные в нормах СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, А.2.4 (Приложение А). Прогибы балок пролетных строений должны определяться на основании упругого анализа.

7.1.2 В расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности напряжения в балках необходимо определять с учетом влияния ползучести, усадки и трещинообразования бетона, податливости сдвигового соединения бетонной плиты со стальным элементом, неупругой работы стали и арматуры, если это имеет место. Если не используется более точный метод, то влияние ползучести и усадки можно учесть с помощью коэффициента приведения, представляющего собой соотношение модулей упругости стали и бетона. При этом в сечениях с трещинами первичные эффекты усадки можно не учитывать.

ПРИМЕР

Дано: сталежелезобетонное однопролетное строение автодорожного моста пролетом 19,6 м (см. Пример к 6.1).

Требуется: проверить предельное состояние балочного строения по эксплуатационной пригодности из условия обеспечения допустимого прогиба.

Предельное состояние по эксплуатационной пригодности проверяем в соответствии с требованиями п.3.4 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$w_{\text{constr}} \leq w_{\text{до}}$$

Определяем прогиб в стадии возведения.

Максимальный прогиб свободно опертой балки от равномерно распределенной нормативной погонной нагрузки $g'_{1k}=25,2$ кН/м:

$$w_{\text{constr}} = \frac{s}{384} \cdot \frac{g'_{1k} \cdot L^4}{EJ_y} = \frac{s}{384} \cdot \frac{26,9 \times 19,6^2}{0,02100000 \times 64470} = 0,04 \text{ см.}$$

Предельное значение прогиба:

$$w_{\text{доп}} = L/350 = 5,6 \text{ см,}$$

$$w_{\text{const}} = 0,039 \text{ см} < w_{\text{доп}} = 5,6 \text{ см.}$$

Определяем прогиб в стадии эксплуатации.

$$w = L/400 = 1960/400 = 4,9 \text{ см.}$$

Прогиб от действия характеристических нагрузок, приложенных после набора прочности бетонной плитой:

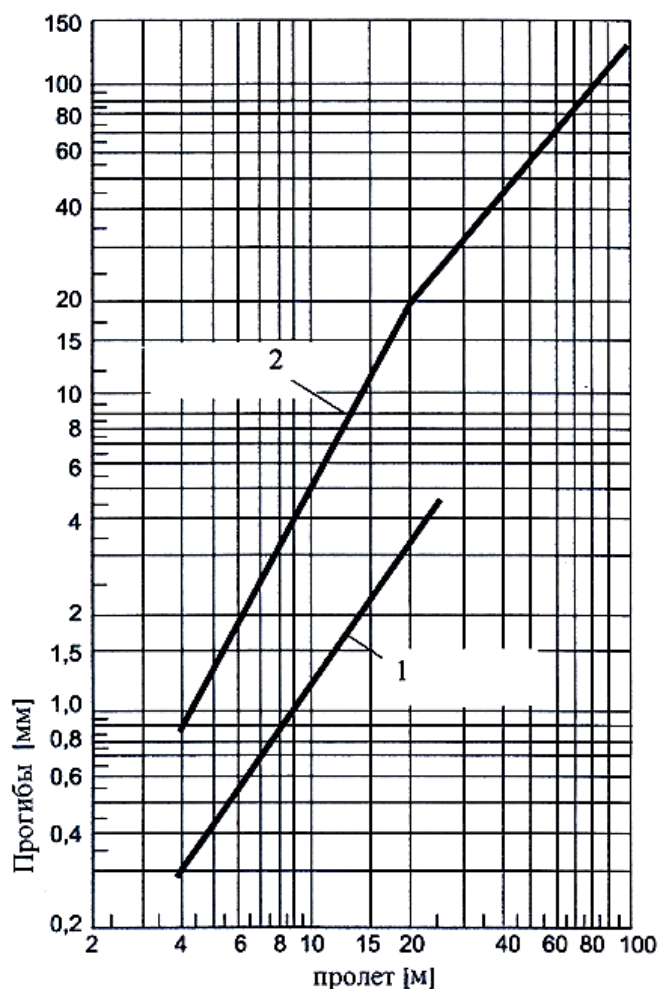
$$w_{\text{CDM}} = \frac{s}{384} \cdot \frac{\Delta g'_{1k} \cdot L^4}{EJ_y} + \frac{s}{48} \cdot \frac{M_{\text{qk}} \cdot L^2}{EJ_y} = 0,31 \text{ см.}$$

Полный прогиб: $w = w_{\text{constr}} + w_{\text{CDM}} = 0,04 + 0,31 = 0,35 \text{ см} < u_{\text{доп}} = 4,9 \text{ см.}$

Прогиб балочного строения не превышает предельного значения.

7.2 Ограничение вибрации

Вибрация мостов должна ограничиваться в соответствии с требованиями п.А2.4 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и п.5.7 и 6.4 СН РК EN 1991-2:2003/2011. На графиках Рисунка 7.1 представлены граничные значения прогибов железнодорожных мостов, при которых вибрация исключена.



1 – нижняя граница прогибов, 2 – верхняя граница прогибов

Рисунок 7.1 – Ограничение прогибов железнобетонных мостов с учетом вибрации [11]

7.3 Ограничение трещинообразования в бетоне

7.3.1 [7.4.1] Ширина раскрытия трещин может ограничиваться посредством обеспечения минимального армирования. Минимальное поперечное армирование железобетонной плиты следует рассчитывать в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 с использованием правил, относящихся к поперечному армированию. Минимальный процент поперечного армирования должен быть не менее 0,2 %.

7.3.2 [7.4.2] Минимальное продольное армирование A_s бетонных плит при отсутствии их предварительного напряжения определяется по формуле:

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s, \quad (7.1)$$

где $f_{ct,eff}$ – средняя прочность бетона при растяжении для момента образования трещин, значения которой можно принять из Таблиц 5.1а и 5.1б настоящего Пособия;

k – коэффициент, учитывающий влияние неравномерного распределения напряжений в плите, который можно принять равным 0,8;

k_s – коэффициент, учитывающий влияние уменьшения продольного усилия в бетонной плите из-за образования трещин и податливости сдвигового соединения, который можно принять равным 0,9;

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении до образования трещин и определяемый по формуле

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0, \quad (7.2)$$

где h_c – толщина бетонной плиты без учета вуттов или ребер;

z_0 – расстояние между центрами тяжести бетонной плиты и сталежелезобетонного сечения без трещин;

σ_s – максимальное допускаемое напряжение в арматуре непосредственно после образования трещин, которое может быть принято равным ее характеристической прочности f_{sk} ;

A_{ct} – площадь сечения растянутой зоны бетона, принимаемая с целью упрощения расчетов в пределах эффективной ширины плиты;

Максимальный диаметр стержня для минимального армирования может определяться из формулы:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0}, \quad (7.3)$$

где ϕ^* – максимальный диаметр стержня по Таблице 7.1;

$f_{ct,0}$ – начальное сопротивление бетона растяжению, составляющее 2,9 МПа.

Таблица 7.1 - Максимальный диаметр арматурных стержней периодического профиля в соответствии с п.7.4.2(2) СН РК EN 1994-1-1:2004/2011

Напряжение в арматуре σ_s (МПа)	Максимальный диаметр стержня ϕ^* (мм) при расчетной ширине раскрытия трещины w_k		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

8 БАЛОЧНЫЕ НАСТИЛЫ

8.1 Определение внутренних усилий

8.1.1 Конструктивные решения балочных настилов приведены в Пункте А.3 настоящего Пособия. Балочные настилы следует рассчитывать по несущей способности и эксплуатационной пригодности на стадии строительства и эксплуатации. Для обеих стадий изгибающие моменты и поперечные силы в пролетных и опорных сечениях можно определять по общим правилам строительной механики. В стадии эксплуатации внутренние усилия должны определяться с помощью упругого расчета, без учета их перераспределения, вызванного трещинообразованием в бетоне. Допускается учет неупругой работы материала в расчетах по предельным состояниям несущей способности при определении опорных изгибающих моментов в неразрезных балочных настилах. При этом элементы стальных балок должны относиться к классу 1, а величина перераспределения должна быть не более 15 %.

8.1.2 При определении внутренних усилий в стадии эксплуатации следует учитывать неравномерный характер распределения нагрузки от транспорта в поперечном к пролету направлении. Включение в совместную работу соседних не нагруженных балок, объединенных бетоном для заполнения с нагруженными балками, можно учесть с помощью следующих методов расчета:

- моделируя балочный настил как сплошную ортотропную плиту;
- моделируя бетон для заполнения в виде стержневых поперечных диафрагм жесткости, расположенных между стальными балками и обладающих эквивалентными бетону жесткостями при изгибе и кручении; при этом можно допустить, что жесткость при изгибе и кручении бетонного заполнения составляет 50 % его жесткости в состоянии без трещин;
- моделируя балочный настил методом конечных элементов как пространственную систему с использованием деформационных характеристик стали и бетона, приведенных в Разделе 5 настоящего пособия.

8.1.3 В практических расчетах для железнодорожных мостов с балластной подсыпкой временную подвижную нагрузку P можно считать равномерно распределенной на балки настила в пределах ширины b_p (Рисунок 8.1). При пролете балочного настила $L < 5,0$ м значение $b_p = L$, но $B > b_p > 3,5$ м. При $L > 5,0$ м $b_p = B$, но $b_p < 5$ м, где B является шириной балочного настила.

8.1.4 Для автодорожных мостов местную нагрузку от давления колес можно распределить на балки настила согласно схеме на Рисунке 8.2. Здесь ширина распределения нагрузки b_{p1} от одного колеса зависит от пролета L балочного настила: для $L = 3,5$ м - $b_{p1} = 2,0$ м, для $L = 6,0$ м - $b_{p1} = 3,75$ м, для $L = 10,0$ м - $b_{p1} = 4,5$ м и для $L = 16,0$ м - $b_{p1} = 5,0$ м. Для промежуточных значений следует пользоваться интерполяцией. Если на ширине B балочного настила находится более одного автомобильного колеса с шагом $c_i < b_{p1}$, то общую ширину распределения сосредоточенных нагрузок от колес следует принять равной $b_{p2} = b_{p1} + \sum c_i$.

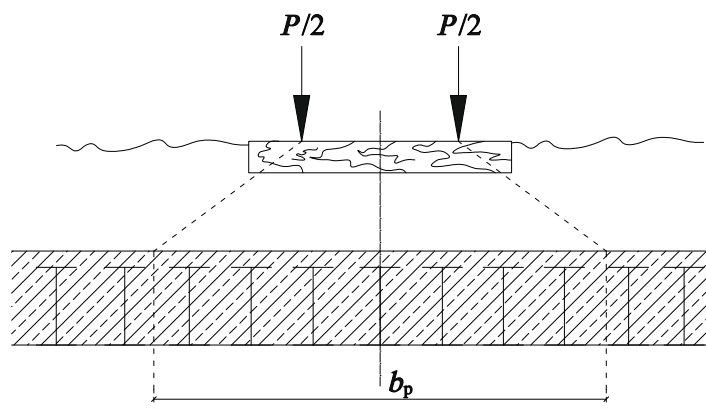


Рисунок 8.1 – Распределение нагрузки от железнодорожного состава через балластную подсыпку на балочный настил [11]

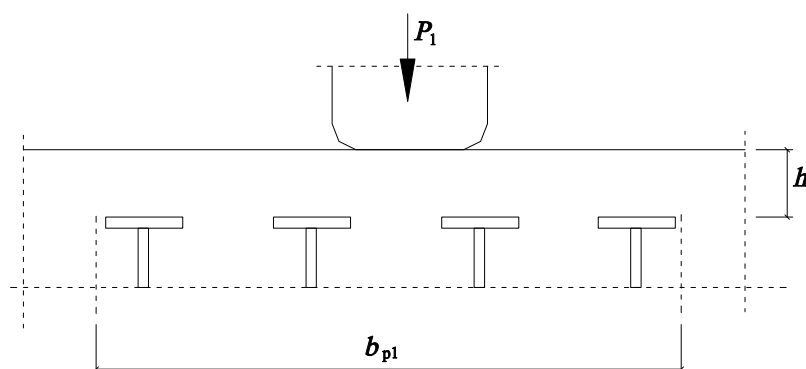


Рисунок 8.2 – Распределение нагрузки от автомобильного колеса на стальные балки настила [11]

8.2 Проверка несущей способности

8.2.1 В стадии строительства стальные балки следует рассчитывать на прочность и устойчивость как обычные металлические конструкции в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 и СН РК EN 1993-2:2006/2011.

8.2.2 В стадии эксплуатации балочный настил необходимо проверять по несущей способности на изгиб и поперечный сдвиг. При наличии в стальных балках болтовых и/или сварных соединений необходима также их проверка на усталость.

8.2.3 [6.3.4(2)] Поперечная сила, воспринимаемая железобетонной частью сечения определяется из формулы:

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd}), \quad (8.1)$$

где $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$

z_s - внутреннее плечо пары сил в соответствии с Рисунком 8.3.

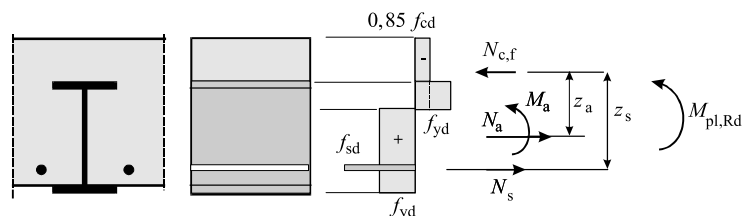


Рисунок 8.3 – Распределение напряжений при M_{Rd} для части балочного настила класса 1 или 2 в соответствии с п.6.3.4(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011

Сопротивление сталежелезобетонного поперечного сечения вертикальному сдвигу может приниматься за сопротивление стального профиля $V_{pl,a,Rd}$. Если установлена величина вклада железобетонного сечения в восприятии поперечного сдвигающего усилия балочным настилом, то сопротивление вертикальному сдвигу железобетонного сечения между балками должно проверяться согласно СН РК EN 1992.

8.2.4 Расчетную несущую способность балочного настила при изгибе M_{Rd} следует определять по Формулам (8.1)-(8.3) настоящего пособия. При этом для опорных сечений неразрезных балочных настилов нижняя частично обетонированная сжатая полка стальных профилей должна классифицироваться в соответствии с данными Таблицы 8.1, а стенка профилей класса 3 при ее полном обетонировании может быть зачислена к классу 2.

Таблица 8.1 – Максимальные значения c/t для стальных полок балок в соответствии с п.5.5.3 СН РК EN 1994-2:2005/2011

Прокатная балка		Сварная балка	Распределение напряжений
Класс	Тип	c/t	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, где f_y в МПа
1	Прокатный или сварной	$c/t \leq 9\varepsilon$	
2		$c/t \leq 14\varepsilon$	
3		$c/t \leq 20\varepsilon$	

8.2.5 При определении несущей способности при изгибе M_{Rd} для поперечных сечений класса 1 и 2 необходимо учитывать влияние поперечного сдвига путем уменьшения расчетного сопротивления стали на величину $(1 - \rho)f_{yd}$, где параметр ρ определяется по Формуле 6.4.

8.3 Проверка по эксплуатационной пригодности

8.3.1 [5.4.2.9(7)] Балочные настилы следует проверять на деформативность, трещинообразование бетона и динамическую жесткость. Изгибная жесткость сталежелезобетонного сечения при проверке прогибов и динамических характеристик определяется из формулы:

$$E_a I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot (E_a I_1 + E_a I_2), \quad (8.2)$$

где I_1 – момент инерции нетто площади полезного эквивалентного сечения стали, определяемый без учета трещинообразования растянутого бетона;

I_2 – момент инерции площади сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, определяемый без учета растянутого бетона, но с учетом армирования.

8.3.2 Усадка бетона, а также влияние температурных воздействий при определении прогибов может не учитываться за исключением железнодорожных мостов без балластной подушки.

8.3.3 [7.5.3(1)] Ограничение ширины раскрытия трещин до допустимых значений может достигаться за счет шага и диаметра арматурных стержней. Минимальная площадь сечения продольной верхней арматуры $A_{s,\min}$ на одну стальную балку следует определять из формулы:

$$A_{s,\min} \geq 0,01 \cdot A_{c,\text{eff}} \quad (8.3)$$

где $A_{c,\text{eff}} = s_w c_{st} \leq s_w d_{\text{ef}}$ – эффективная площадь бетона;

$d_{\text{eff}} = c + 7,5d_s$ – эффективная толщина бетона;

d_s – диаметр продольной арматуры, назначаемый в пределах $10 \text{ мм} \leq d_s \leq 16 \text{ мм}$;

c, c_{st} – защитный слой бетона для продольной арматуры (Рисунок А.26 настоящего пособия);

s_w – расстояние между стальными балками настила (Рисунок А.26).

Шаг арматурных стержней s продольной арматуры должен быть в пределах $100 \text{ мм} \leq s \leq 150 \text{ мм}$.

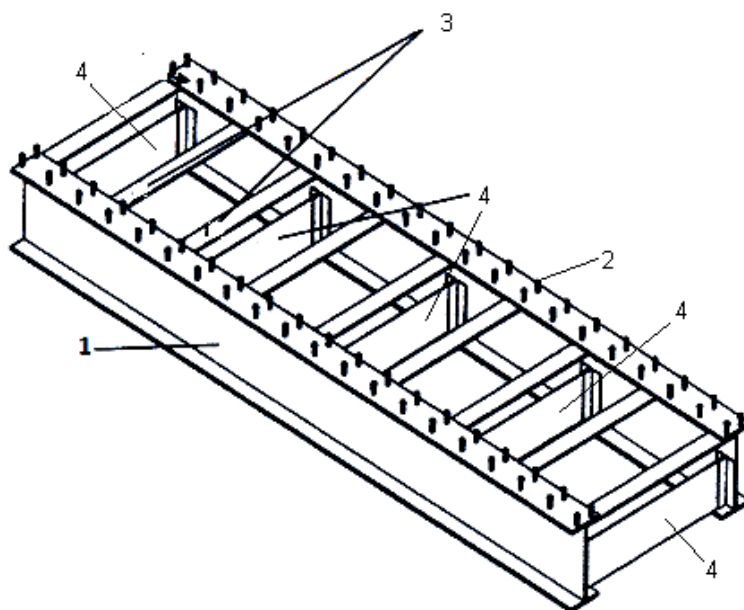
Приложение А
(информационное)

Конструктивные решения и элементы современных сталежелезобетонных мостов

А.1 Пролетные строения с металлическими балками двутаврового и таврового сечений

Из всех конструктивных элементов мостов пролетные строения являются наиболее материалоемкими. В качестве стальных элементов пролетных строений наиболее рациональными являются сварные двутавры с несимметричным сечением относительно горизонтальной оси.

На Рисунке А.1 представлено стальное балочное пролетное строение, конструктивную схему которого следует выбирать в зависимости от величины перекрываемого пролета, ширины моста и действующих нагрузок.



1 – главные мостовые балки, 2 – соединительные анкерные стержни, 3 – поперечные балки для опирания настила, 4 – поперечные связевые балки

Рисунок А.1 – Конструктивное решение стального пролетного строения балочных мостов

Высота сечения стальных балок зависит от их статической схемы, марки стали, характера нагружения и технологии возведения. В автомобильных мостах высоту сечения разрезных балок следует назначать в пределах $1/15 - 1/25$ величины пролета, в железнодорожных мостах $1/10 - 1/16$ длины пролета при длине пролетного строения 40 - 60 м. В неразрезных балках длиной 50 – 80 м высоту сечения следует принимать равной $1/20 - 1/25$ пролета. При переменных по длине сечениях высота неразрезных балок над опорой принимается $1/15 - 1/25$ пролета, а на средних участках $1/25 - 1/60$ пролета.

При средних и больших пролетах (40-60 м и более) сталежелезобетонные пролетные строения следует выполнять из двух металлических главных балок, что соответствует основному принципу оптимального проектирования конструкций: «концентрации материала» (Рисунки А.2 и А.3). Расстояние между главными балками следует устанавливать в зависимости от ширины габарита проезжей части и тротуаров.

Размеры в м

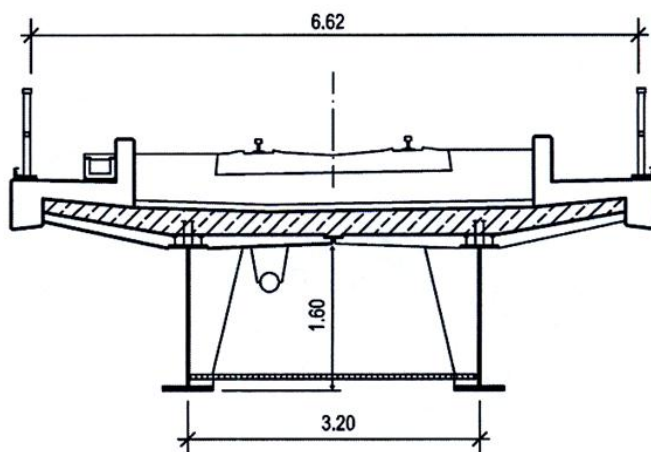


Рисунок А.2 - Пролетное сечение двухбалочного железнодорожного моста с монолитной железобетонной плитой на сварных балках несимметричного двутаврового сечения [13]

Размеры в м

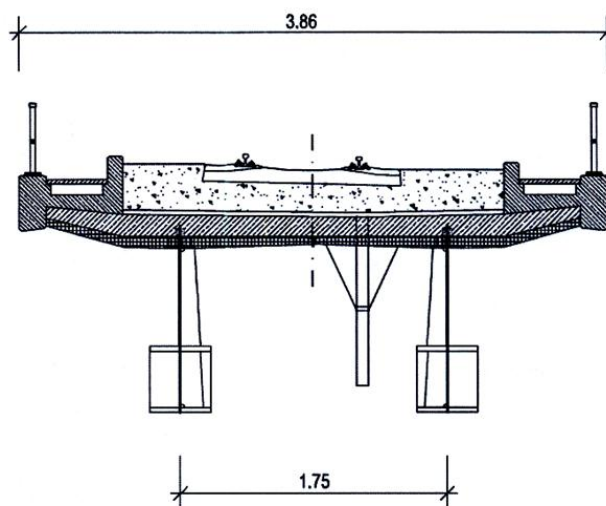


Рисунок А.3 - Пролетное сечение двухбалочного железнодорожного моста с монолитной железобетонной плитой на металлических балках с развитым нижним поясом [13]

Для увеличения изгибной жесткости в поперечном к пролету направлении могут использоваться корытообразные сечения пролетных строений (Рисунки А.4 и А.5).

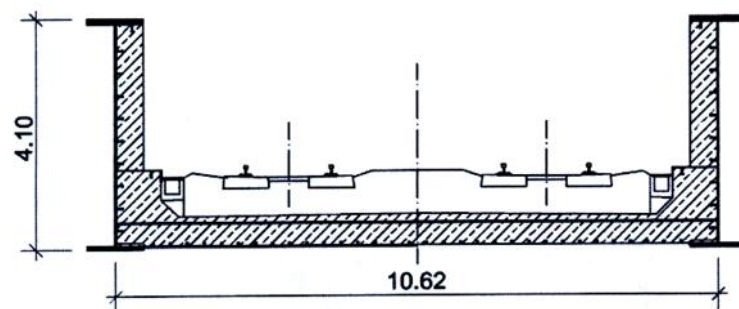
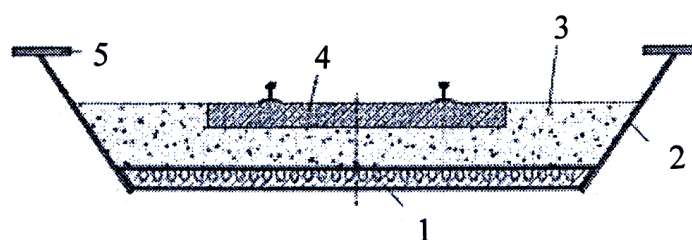


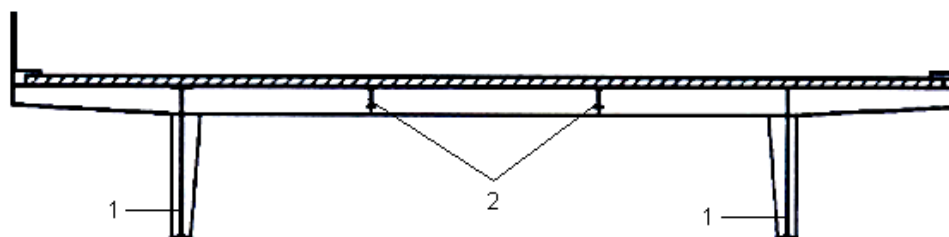
Рисунок А.4 – Корытообразная сталежелезобетонная конструкция пролетной части двухпутного железнодорожного моста пролетом 40 м с нижней сталежелезобетонной плитой и сталежелезобетонными балками [13]



1 – сталежелезобетонная плита, 2 - металлическая стенка, 3 – балластная подушка,
4 – железобетонная подрельсовая плита, 5 – верхний стальной пояс

Рисунок А.5 – Корытообразная сталежелезобетонная конструкция пролетной части однопутного железнодорожного моста с нижней сталежелезобетонной плитой [14]

Для уменьшения пролетов железобетонной плиты проезжей части между главными балками следует устраивать промежуточные продольные прогоны, которые опираются на поперечные балки (Рисунок А.6).



1 – главные балки, 2 - промежуточные прогоны

Рисунок А.6 - Пролетное сечение двухбалочного автодорожного моста с промежуточными продольными прогонами [7]

При малых пролетах (до 40 м) необходимо устраивать большее число главных балок на небольшом расстоянии друг от друга, что обеспечит опирание плиты проезжей части непосредственно на верхние пояса главных балок без дополнительных прогонов (Рисунки А.7, А.8 и А.9).

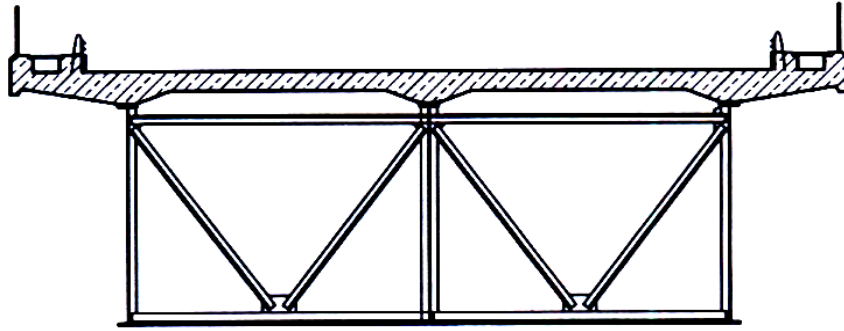


Рисунок А.7 - Пролетное сечение трехбалочного автодорожного моста [7]

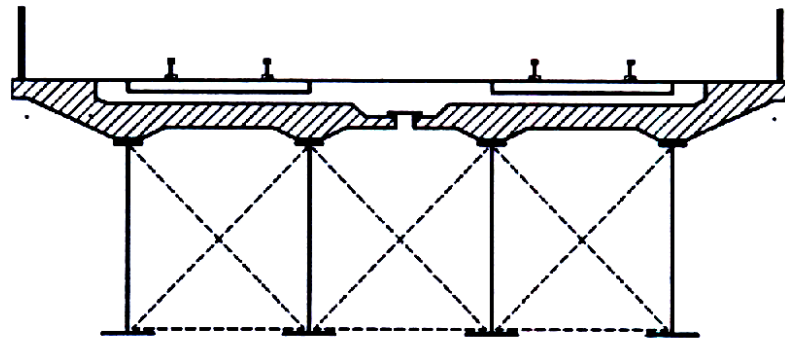


Рисунок А.8 - Пролетное сечение четырехбалочного железнодорожного моста [7]

Размеры в м

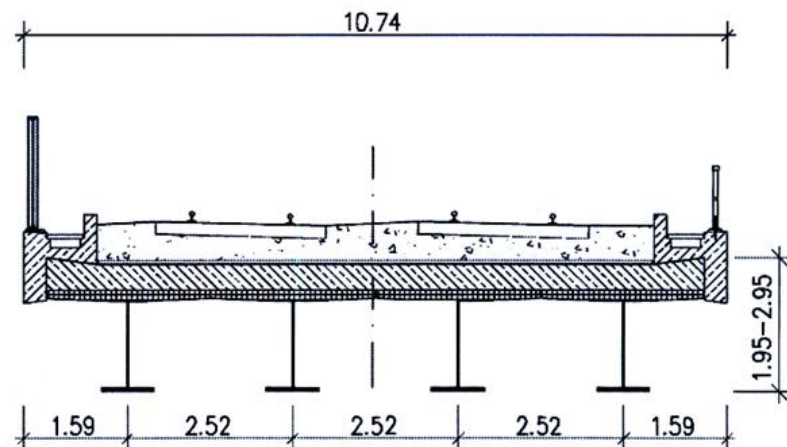


Рисунок А.9 - Поперечное сечение четырехбалочного железнодорожного моста [13]

В европейской практике получили распространение сборные мосты небольших пролетов из сталежелезобетонных элементов заводского изготовления (Рисунок А.10). Последние включают металлические балки, чаще всего таврового сечения, объединенные с железобетонной плитой, на которой закреплен слой ездового полотна (Рисунок А.11). Объединение бетона со стальными балками таврового сечения осуществляется с помощью

гребня, образованного в стенках балок (Рисунок А.50). Примеры реализации мостов с применением сборных сталежелезобетонных балок приведены на Рисунках А.12 и А.13.

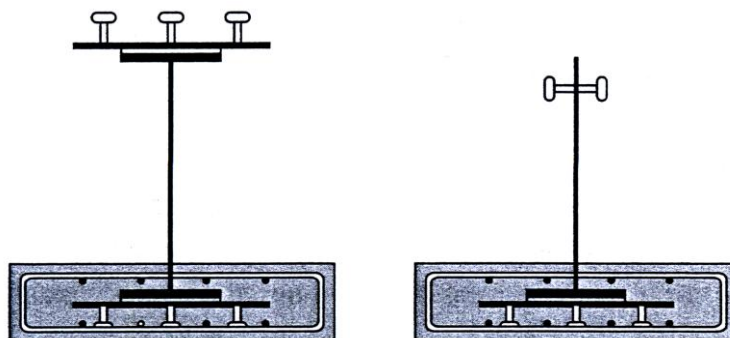


Рисунок А.10 – Сечения мостовых сталежелезобетонных балок заводского изготовления фирмы Preflex [10]

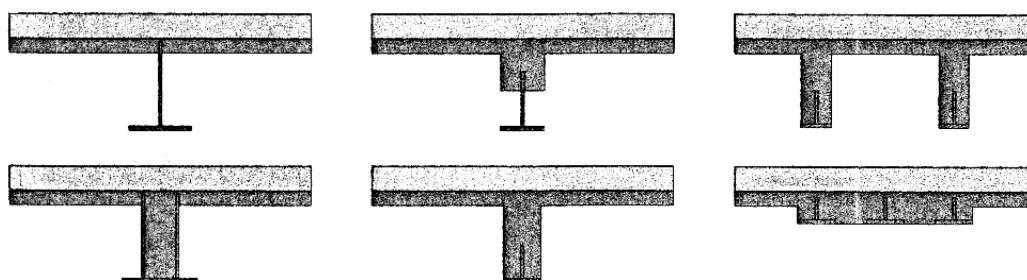
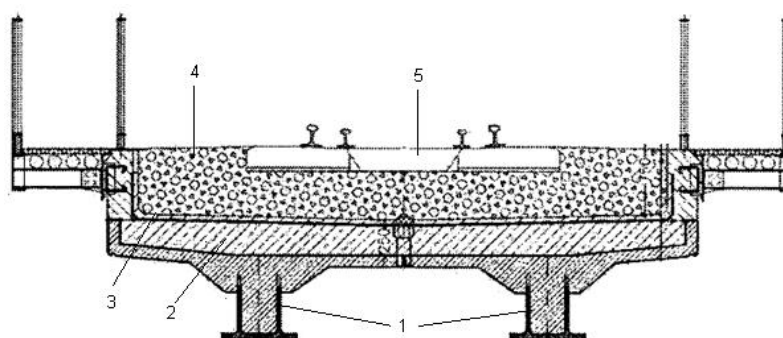
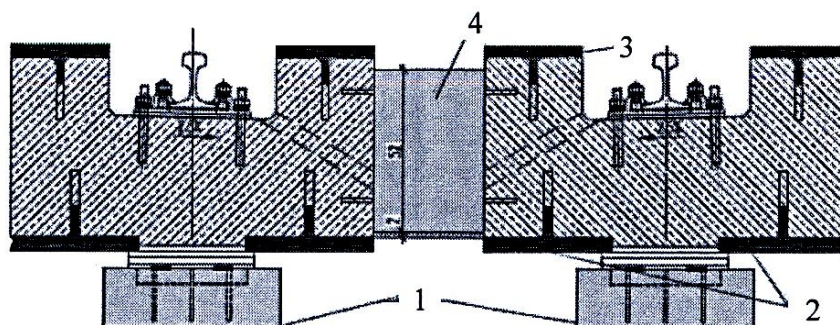


Рисунок А.11 – Виды поперечных сечений сборных сталежелезобетонных мостовых балок с металлическими таврами [20]



1 – сборные сталежелезобетонные элементы с корытообразными металлическими балками,
2 – монолитная железобетонная плита, объединенная с сборными балками, 3 – гидроизоляция,
4 – щебеночный балласт, 5 - шпалы

Рисунок А.12 – Поперечное сечение сборного железнодорожного моста с тавровыми металлическими балками [21]



1 – опоры, 2,3 – стальные тавры с образованным в стенке гребнем,
4 – бетонная соединительная вставка

Рисунок А.13 – Опорный участок сборного сталежелезобетонного пролетного строения железнодорожного моста [15]

А.2 Пролетные строения с металлическими балками корытообразного и коробчатого сечений

В большепролетных мостах следует применять стальные коробчатые балки корытообразного и коробчатого сечений с вертикальными и наклонными стенками (Рисунок А.14). При длине пролета от 60 м до 200 м такие мосты более выгодны по расходу стали и стоимости, чем мосты других типов. Конструктивная форма таких сечений наиболее полно удовлетворяет работе мостов в условиях эксцентричного приложения временной вертикальной нагрузки, когда пролетное строение работает не только на изгиб, но и на кручение.

Примеры конструктивных решений пролетных строений мостов с корытообразными стальными балками приведены на Рисунках А.15 – А.18.

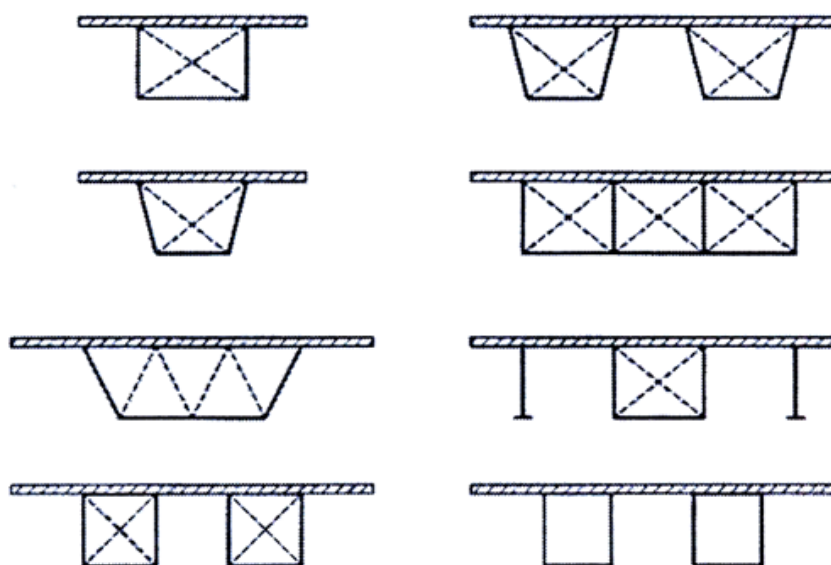


Рисунок А.14 - Сталежелезобетонные пролетные строения со стальными конструкциями коробчатого сечения [7]

Размеры в м

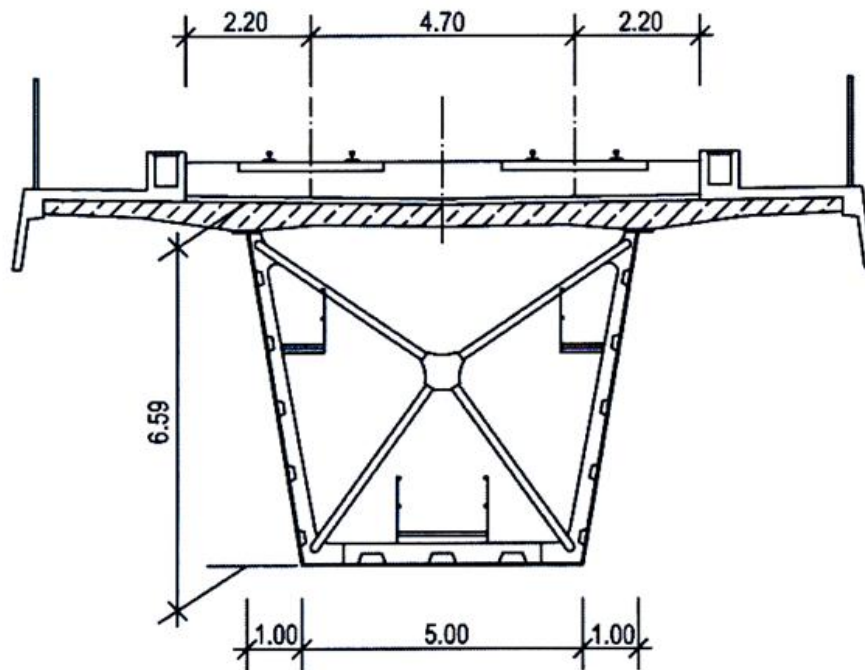
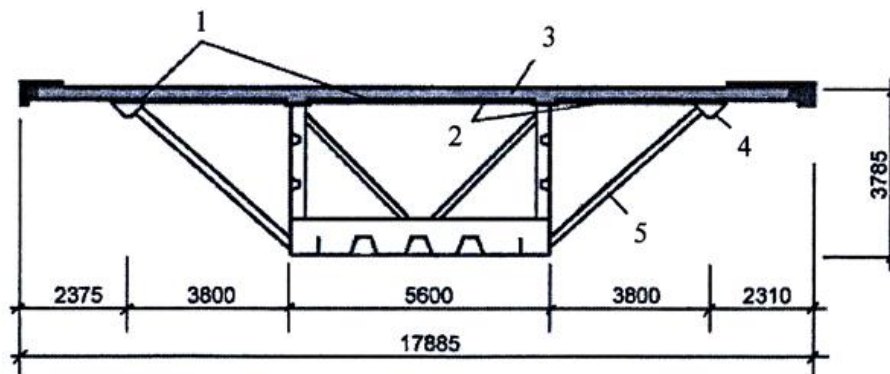


Рисунок А.15 – Пролетное сечение железнодорожного моста с корытообразной стальной балкой, объединенной с верхней железобетонной плитой [13]

Размеры в мм



1 – стальной лист, 2 – объединительные анкера, 3 – монолитный бетон,
4 – стальной пояс, 5 - подкосы

Рисунок А.16 – Поперечные сечения автодорожного моста с корытообразной стальной балкой и сталебетонным настилом [16]

Размеры в м

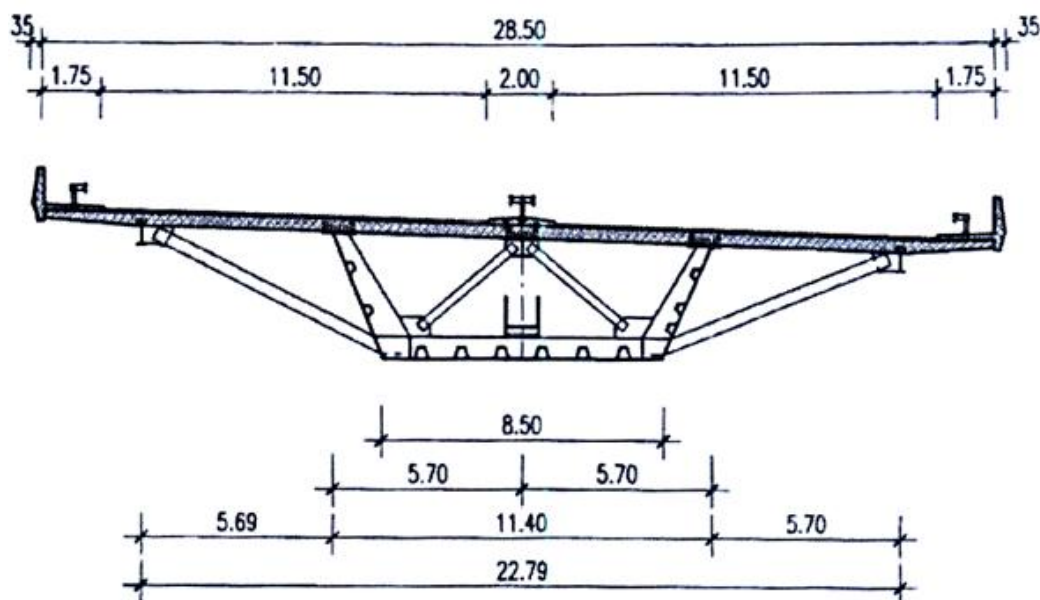


Рисунок А.17 – Поперечные сечения автодорожного моста с корытообразной стальной балкой, объединенной с железобетонной плитой [16]

Размеры в м

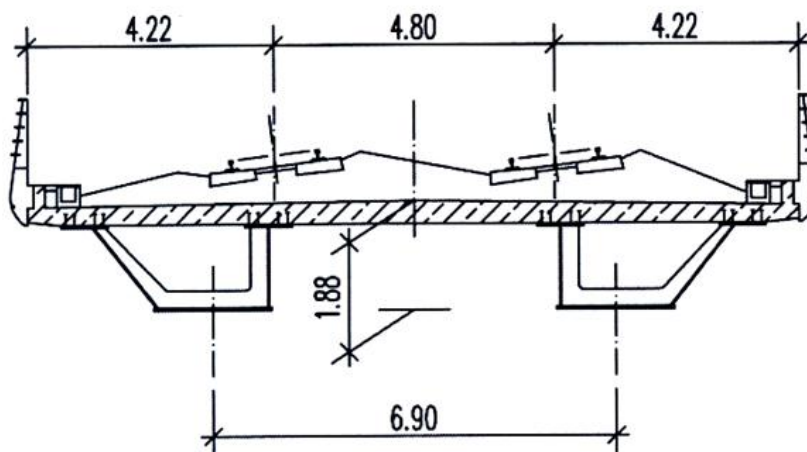
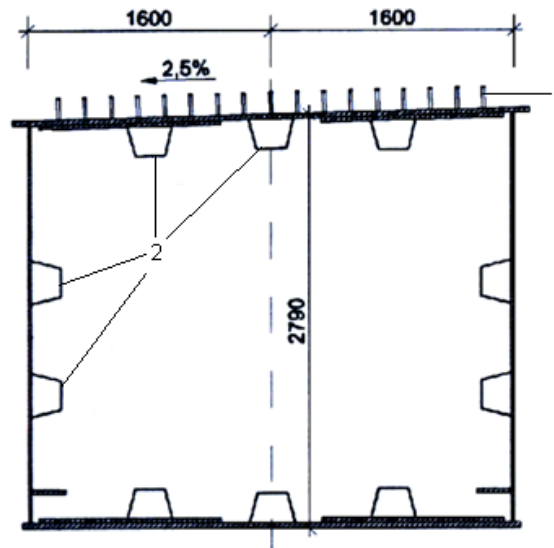


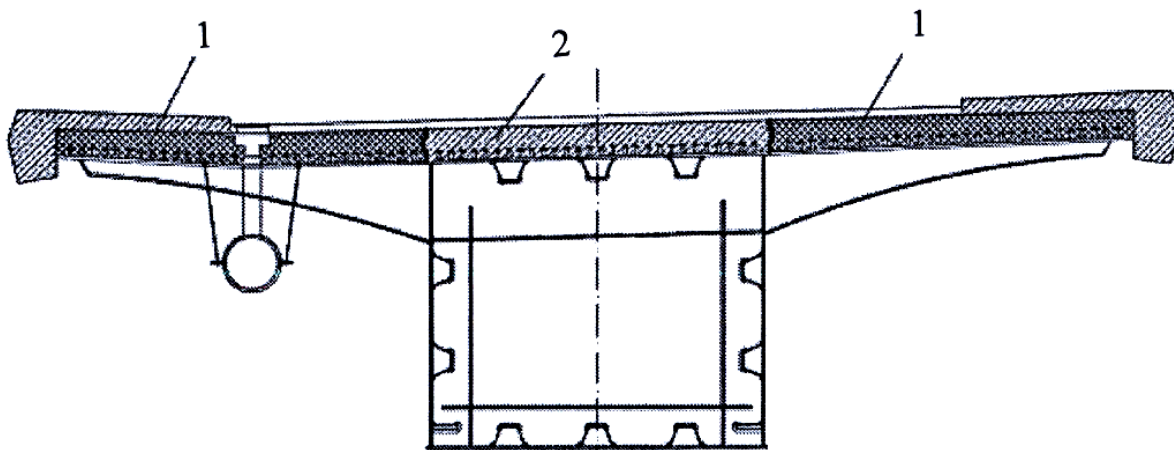
Рисунок А.18 - Пролетное строение двухпутного железнодорожного моста на кривой в плане трассе с металлическими балками корытообразного сечения [13]

Стальных коробчатые балки (Рисунок А.19) следует применять в случае повышенных требований к их жесткости на изгиб и особенно на кручение. Последнее особенно характерно для мостов, устраиваемых на кривых в плане трассах. Примеры конструктивных решений пролетных строений мостов с применением коробчатых балок приведены на Рисунках А.20 и А.21.



1- объединительные анкера, 2 - продольные ребра жесткости

Рисунок А.19 – Коробчатое сечение стальной мостовой балки с объединительными анкерами, приваренными к верхнему поясу [18]



1 – монолитный бетон, 2 – сборная сталебетонная балка

Рисунок А.20 – Поперечные сечения балочного автодорожного моста с стальной балкой коробчатого сечения [18]

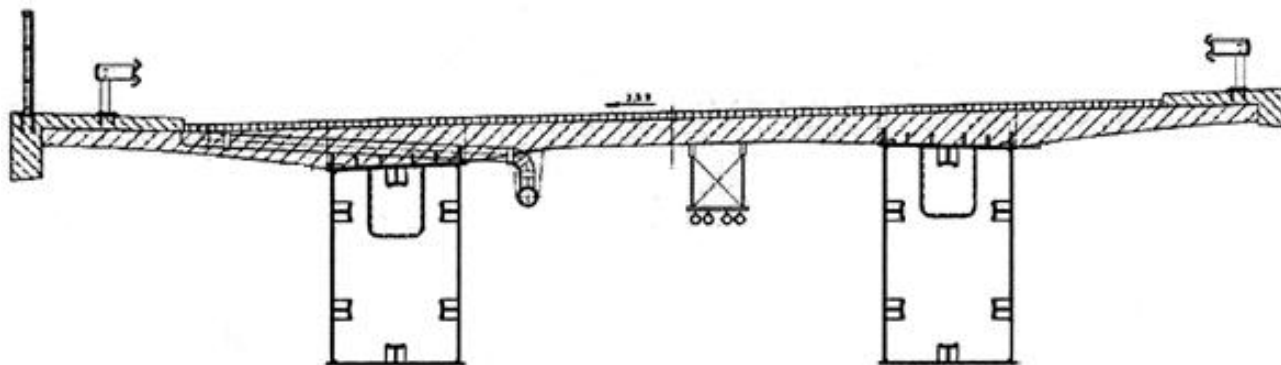
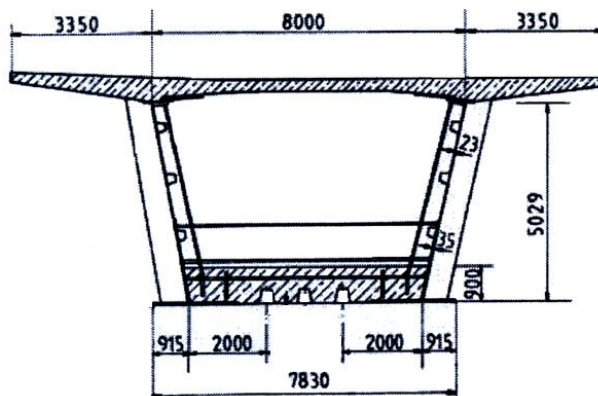


Рисунок А.21 - Пролетное строение автодорожного моста с металлическими балками коробчатого сечения [19]

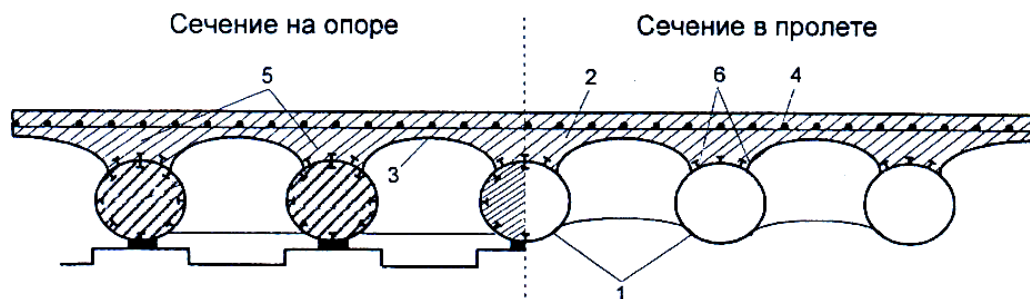
В большепролетных неразрезных мостах в работу пролетных строений на изгиб в зоне опор может быть включена нижняя железобетонная плита (Рисунок А.22). Кроме включения в работу на сжатие нижних поясов железобетонная плита обеспечивает их устойчивость из вертикальной плоскости.



Размеры в мм

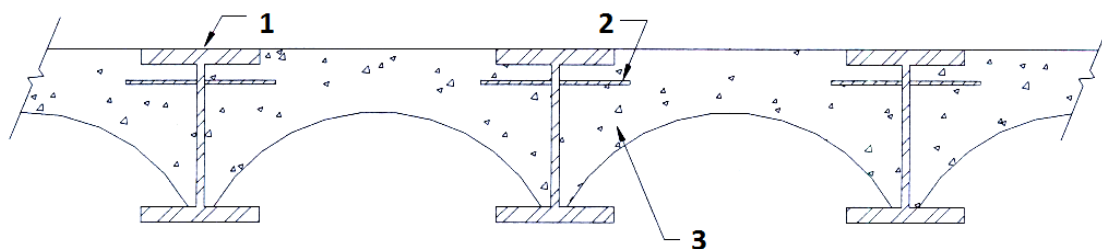
Рисунок А.22 – Сечение опорной части автодорожного моста с корытообразной стальной балкой, объединенной с верхней и нижней железобетонными плитами [12]

На Рисунке А.23 приведено конструктивно-технологическое решение сталежелезобетонного пролетного строения замкнутого контура для автодорожных мостов малых и средних пролетов. Пролетное строение состоит из главных балок трубчатого сечения и железобетонной сводчатой плиты проезжей части, которая выполнена на металлическом листовом поддоне, используемом в процессе эксплуатации в качестве внешней рабочей арматуры. Из-за дороговизны труб предпочтение в таких мостах следует отдавать прокатным двутаврам (Рисунок А.24).



- 1 - стальная труба, 2 – железобетонная сводчатая плита, 3 – металлический листовый поддон, 4 – арматура, 5 – бетон, 6 – анкерные стержни

Рисунок А.23 – Поперечные сечения балочного автодорожного моста с стальными трубчатыми балками [1]

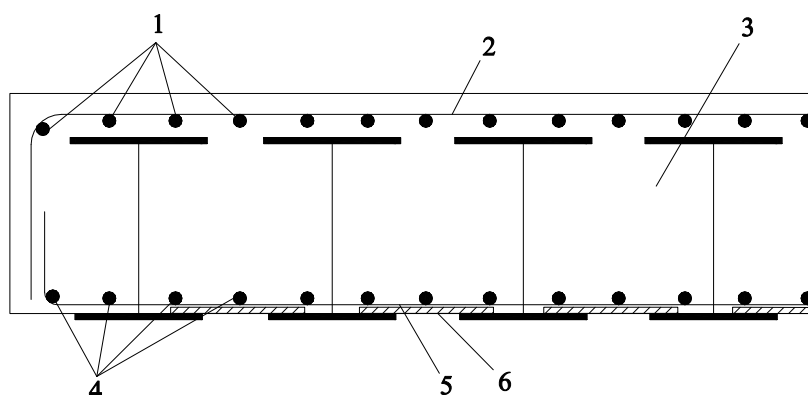


- 1 – стальные балки, 2 – соединительные элементы в виде гибкой арматуры, 3 - бетон

Рисунок А.24 – Поперечное сечение балочного автодорожного моста с неполным бетонным заполнением между пролетными балками [18]

А.3 Балочные настилы

Балочные настилы следует проектировать в виде сталежелезобетонной плиты с металлическими балками, нижние полки которых совмещены с нижней гранью плит (Рисунки А.25).



- 1 – верхняя продольная арматура, 2 – верхняя поперечная арматура, 3 – бетон, 4 – нижняя продольная арматура, 5 – нижняя поперечная арматура, 6 – опалубка

Рисунок А.25 – Поперечное сечение мостового сталежелезобетонного балочного настила с полным бетонным заполнением [11]

Балочные настилы следует опирать на главные мостовые балки, либо одновременно на главные балки и продольные прогоны либо только на поперечные балки.

Балочные настилы должны отвечать следующим конструктивным и технологическим требованиям (Рисунок А.26):

– номинальная высота h стальных балок должна быть в пределах $210 \text{ мм} \leq h \leq 1100 \text{ мм}$;

– шаг s_w стенок стальных балок не должен превышать меньшее из значений $h/3 + 600 \text{ мм}$ и 750 мм ;

– толщина защитного слоя c_{st} над стальными балками должна назначаться из условий: $c_{st} \geq 70 \text{ мм}$, $c_{st} \leq 150 \text{ мм}$, $c_{st} \leq h/3$, $c_{st} \leq x_{p1} - t_f$,

где x_{p1} – расстояние между нейтральной осью в пластической стадии для положительного изгибающего момента и крайними фибрами сжатого бетона,

t_f – толщина стальной полки,

– толщина защитного слоя бетона на боковой грани должна быть не менее 80 мм от кромки стальной полки;

– расстояние в свету s_f между верхними полками стальных балок должно быть не менее 150 мм;

– нижняя поверхность нижней полки стальной балки не должна быть обетонирована;

– нижняя поперечная арматура должна проходить через просверленные в стенках стальных балок отверстия и заанкериваться за пределами крайних балок. Диаметр арматуры должен быть не менее 16 мм, а шаг – не более 300 мм;

– нижняя поверхность, верхние поверхности и края нижних полок стальных балок должны быть защищены от коррозии.

Кроме того, стальные балки не должны иметь кривизну в плане, а угол косины не должен превышать 30° .

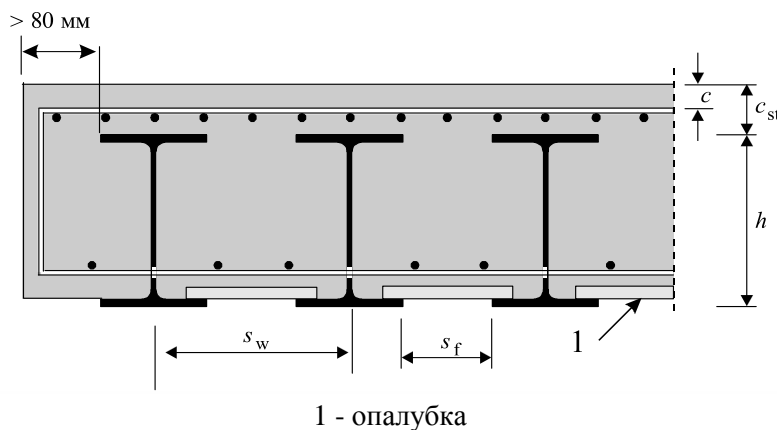


Рисунок А.26 – Геометрические параметры сечения балочного настила [п.6.3.1 СН РК EN 1994-2:2005/2011]

А.4 Железобетонные плиты

При проектировании железобетонных плит проезжей части следует учитывать следующие параметры [5]:

- тип конструкции поперечного сечения (плоская плита без ребер, с низкими и высокими продольными ребрами, в виде пологих сводов и тд);

- вид материала (из тяжелого и легкого бетона, полимербетона и фибробетона, с использованием стали);

- расчетно-конструктивную схему (балочная – разрезная, неразрезная, консольная; арочная; одно- и многопролетная, опертая по контуру; на жестких, шарнирных, упругоподатливых опорах; с опиранием на главные и поперечные балки, прогоны; распорные и безраспорные);

- конструктивно-технологическую схему и способ расчленения на блоки (монолитная, сборная – с продольным, поперечным и продольно-поперечным расчленением, сборно-монолитная);

- структуру конструкции (однослойная и двухслойная по толщине, трехслойная композитная плита);

- тип армирования (обычная стержневая продольно-поперечная арматура, сплошная листовая наружная арматура, профилированный настил, предварительно напряженная арматура, дисперстное армирование);

- конструкцию поперечных стыков (с омоноличиваемыми арматурными выпусками, с жесткими закладными частями, с омоноличиваемыми шпонками);

- тип опалубки (съемная и несъемная, металлическая, из древесных и композитных материалов);

- способ объединения с главными балками (посредством жестких и податливых связей).

Основные конструктивные и технологические требования, предъявляемые к плите проезжей части, должны определяться ее назначением в составе сталежелезобетонного пролетного строения и сводятся к обеспечению [5]:

- достаточной прочности, жесткости и надежности работы при общих и местных нестационарных временных нагрузках;

- эффективности распределения материала по сечению плиты и ее экономичности;

- жесткости и водонепроницаемости стыков плит, отсутствии зон концентрации напряжений, способности воспринимать сжимающие, скалывающие и растягивающие напряжения;

- плавности и безопасности движения транспорта;

- защиты всего сооружения от воздействий внешней среды.

В конструкциях сталежелезобетонных пролетных строений следует применять плоские или ребристые монолитные железобетонные плиты, с продольными ребрами жесткости, с продольными и поперечными или только поперечными ребрами. Размеры продольных ребер (вухтов) необходимо назначать исходя из условий надежного объединения плиты с главными балками, обеспечения восприятия отрицательных изгибающих моментов от местной временной нагрузки, а также в связи с необходимостью увеличения рабочей высоты объединенного сечения и устройства поперечного уклона проезжей части (Рисунок А.27).

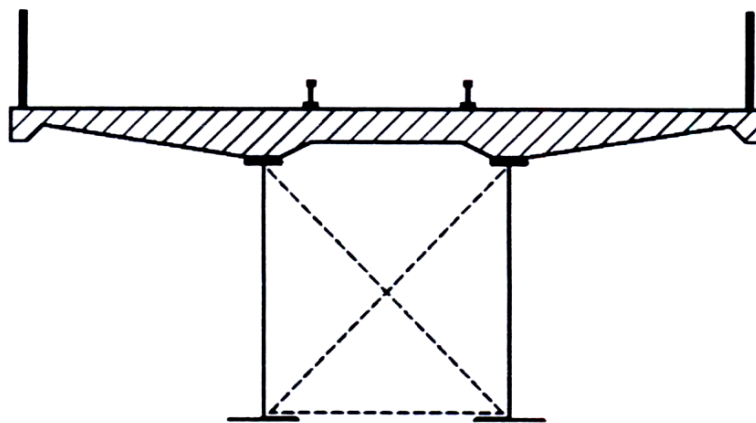
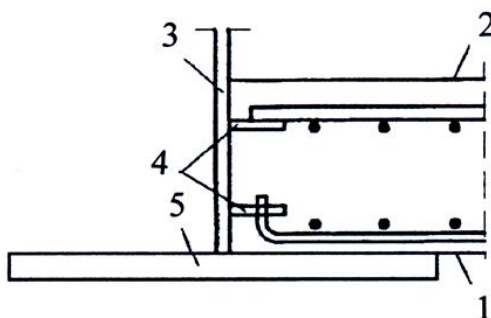


Рисунок А.27 – Железобетонная плита переменного сечения однопутного железнодорожного моста [7]

В неразрезных пролетных строениях для восприятия сжимающих усилий от действия отрицательных опорных изгибающих моментов железобетонные плиты могут быть также объединены с нижними поясами стальных конструкций (Рисунок А.28).

При наличии развитой производственной базы по изготовлению сборного железобетона следует применять плиты заводского изготовления. Последние в зависимости от способа объединения с металлическими балками могут изготавливаться сплошными либо перфорированными.



1 – нижняя грань железобетонной плиты, 2 – верхняя грань плиты, 3 – стенка стального двутавра, 4 – объединительные анкерные стержни, 5 – нижняя полка стального двутавра

Рисунок А.28 – Железобетонная плита объединенная с нижними поясами стальных неразрезных пролетных балок [18]

На Рисунке А.29 приведено конструктивно-технологическое решение сплошных сборных железобетонных плит настила с металлическими закладными деталями, объединяемыми с верхними поясами мостовых балок с помощью сварки.

В перфорированных плитах образованы проемы с целью объединения с пролетными стальными балками (Рисунок А.30). Объединение можно осуществлять посредством жестких упоров, предварительно приваренных к верхнему поясу (Рисунок А.42). В случае применения в качестве объединительных деталей жестких упоров расстояние в свету между ними и стенками проемов должно быть достаточным во всех направлениях, чтобы учесть полное уплотнение бетона для заполнения, принимая во внимание допуски.

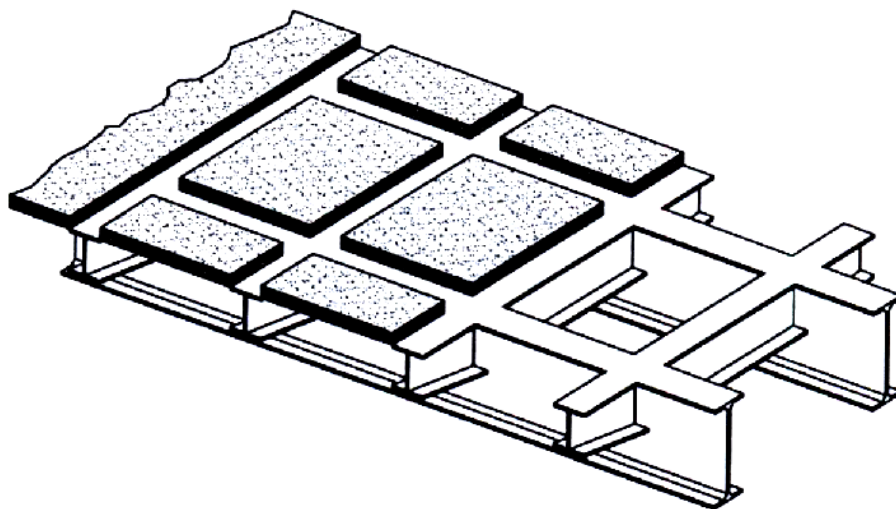


Рисунок А.29 – Сборные железобетонные плиты объединяемые с главными и поперечными мостовыми балками с помощью сварки [7]

Объединение сборных перфорированных плит с металлическими балками можно также осуществлять с помощью анкерных стержней с цилиндрическими головками либо посредством напрягаемых высокопрочных болтов (Рисунок А.46). В отверстия для пропуска через плиту высокопрочных болтов перед бетонированием рекомендуется закладывать металлические трубки, которые впоследствии уменьшают потери натяжения высокопрочных болтов от ползучести бетона.

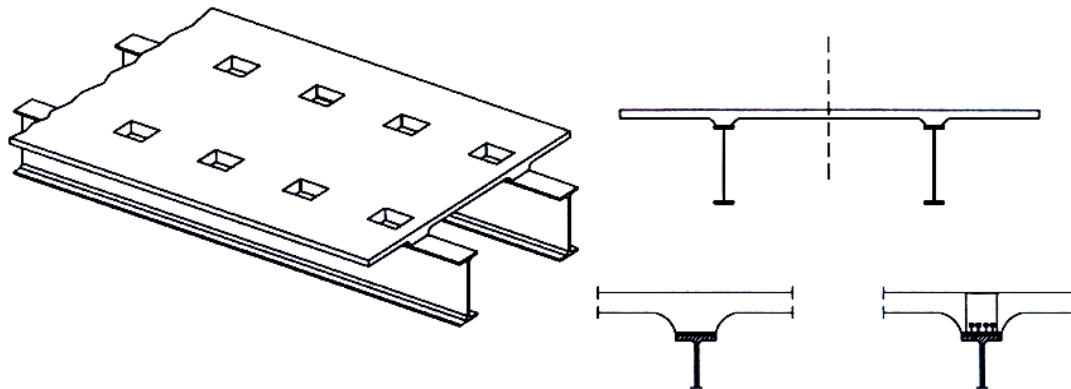


Рисунок А.30 - Сборная железобетонная перфорированная плита с вутами над металлическими балками [7]

В целях обеспечения более четкой работы плиты проезжей части под нагрузкой следует применять ребристые плиты, например из сборных П-образных блоков с объединением их шпоночным стыком или из двух ребристых тавровых блоков со стыками на арматурных выпусках.

При проектировании сборных плит необходимо учитывать допуски стальной полки и сборного бетонного элемента. Согласно п.8.3(1) СН РК EN 1994-2:2005/2011 если сборные плиты взаимодействуют с монолитным бетоном, они должны проектироваться непрерывными в продольном и в поперечном направлении. Конструкция швов между плитами должна обеспечивать передачу плоскопараллельных сил, а также изгибающих

моментов и сдвигов. Сжатие, перпендикулярное шву, может передаваться за счет контактного давления, если шов заполняется раствором или клеем и если испытания показывают, что сопрягаемые поверхности находятся в достаточно тесном контакте.

Более надежными являются стыки сборных плит с помощью арматурных выпусков. Железобетонные плиты при этом следует изготавливать несколько меньшей ширины для обеспечения возможности соединения арматурных выпусков объединяемых между собой плит. Арматурные выпуски необходимо соединять внахлестку сваркой или обвязкой проволокой. Пространство между торцами соединяемых плит следует заполнять бетонным раствором.

Поскольку над поверхностью верхнего пояса стальных балок выступают накладки монтажных стыков и головки болтов, сборные плиты необходимо укладывать на выравнивающий слой цементно-песчаного раствора – подливку. При отсутствии подливки должны быть определены все специальные требования, предъявляемые к допускам для стальных конструкций. Стальная полка под сборными плитами без подливки должна иметь такую же антикоррозионную защиту, как и остальная часть стальной конструкции.

А.5 Сталежелезобетонные плиты

Сталежелезобетонные плиты представляют собой двухслойную конструкцию, состоящую из монолитного бетона, объединенного со стальной листовой обшивкой, которая на стадии строительства используется в качестве опалубки, а на стадии эксплуатации в качестве растянутой арматуры (Рисунок А.31). Сталежелезобетонные плиты могут быть конструктивным элементом проезжей части моста либо нижней полкой мостовых балок корытообразного сечения (Рисунки А.4 и А.5). Плита должна опираться на балки и прогоны по однопролетной схеме либо по контуру.

Объединение стального листа с бетоном следует осуществлять с помощью анкерных стержней с цилиндрическими головками. Последние при действии сдвигающих усилий в продольном и поперечном направлениях, должны проверяться на их равнодействующую. Сдвиговые соединительные элементы должны концентрироваться над стенками главных несущих пролетных балок (Рисунок А.31).

Согласно п. 9.4(5) СН РК EN 1994-2:2005/2011 в балках коробчатого сечения не менее 50 % общего количества сдвиговых соединительных элементов, обеспечивающих передачу силы продольного сдвига от стенки к нижней бетонной полке, должно крепиться к стенке и в пределах ширины b_f стальной нижней полки. При этом соединительные элементы должны концентрироваться в углах коробчатого сечения.

Согласно п. 9.1(2) СН РК EN 1994-2:2005/2011 во время укладки бетонной смеси стальные листы должны поддерживаться с помощью временных опор с тем, чтобы ограничить прогиб, меньший в 0,05 раза толщины бетонного слоя, если при проектировании стальной плиты в расчет не принимается дополнительный вес бетона из-за отклонения плиты.

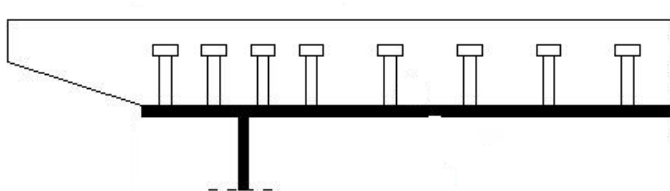


Рисунок А.31 – Сталежелезобетонная плита с нижней листовой обшивкой

Следует стремиться применять более прогрессивные трехслойные плиты, например, образованные двумя тонкими наружными стальными листами, соединенными между собой на сварке стальными стержнями либо пластинами, с заполнением промежутка бетоном на легких заполнителях и расширяющемся цементе (Рисунок А.32). По сравнению с обычными железобетонными плитами при одинаковых прочности и жесткости в трехслойных плитах существенно снижается собственный вес настила, а значит и общая нагрузка на пролетное строение.

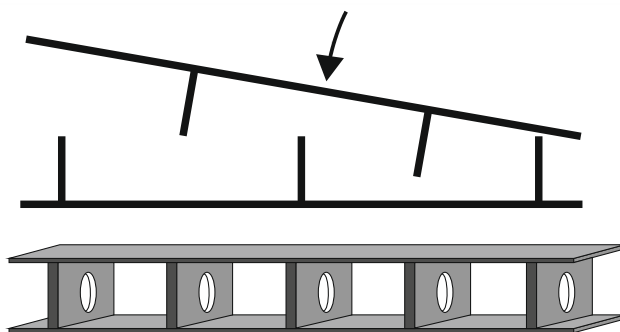


Рисунок А.32 – Фрагмент трехслойной сталежелезобетонной плиты с листовыми стальными обшивками [18]

А.6 Сжатые и сжато-изгибаемые элементы

Сжатые и сжато-изгибаемые элементы в мостах могут использоваться в виде самостоятельных несущих конструкций (опор пролетных строений) либо сжатых элементов рамных и решетчатых конструкций. Для их изготовления рекомендуется применять сталь марки от S235 до S460 и обычный тяжелый бетон класса от C20/25 до C50/60.

Сжатые сталежелезобетонные элементы мостов следует стремиться выполнять трубобетонными. Такие элементы обладают рядом достоинств, выгодно отличающих их от стальных и железобетонных конструкций:

- эффективное использование стальной обоймы, выполняющей роль внешней продольной и поперечной арматуры;
- повышенная жесткость на кручение по сравнению с элементами незамкнутого сечения;
- увеличение несущей способности благодаря росту прочности бетона, работающего в условиях объемного сжатия;
- повышенная надежность, обусловленная пластическим характером работы в предельном состоянии, что исключает опасность внезапного разрушения;

- повышенная долговечность бетонного ядра по сравнению с железобетонными элементами из-за его защиты от механических повреждений и влияний окружающей среды;

- высокая стойкость к сейсмическим и ударным воздействиям.

По сравнению с железобетоном трубобетонные конструкции более индустриальны при изготовлении и монтаже. Они более легки и транспортабельны, лучше противостоят механическим повреждениям, обладают более высокими эстетическими свойствами. Трубобетонные конструкции можно изготавливать как в заводских условиях, так и на строительной площадке.

Трубобетонные элементы следует использовать в сжатых раскосах и поясах решетчатых мостовых ферм, несущих арок и пилонов арочных и висячих мостов (Рисунки А.33 – А.35). В качестве примеров на Рисунке А.36 приведено конструктивное решение опор и пилонов подвесного автодорожного моста, а на Рисунке А.37 – опор и пролетных строений балочного автодорожного моста.

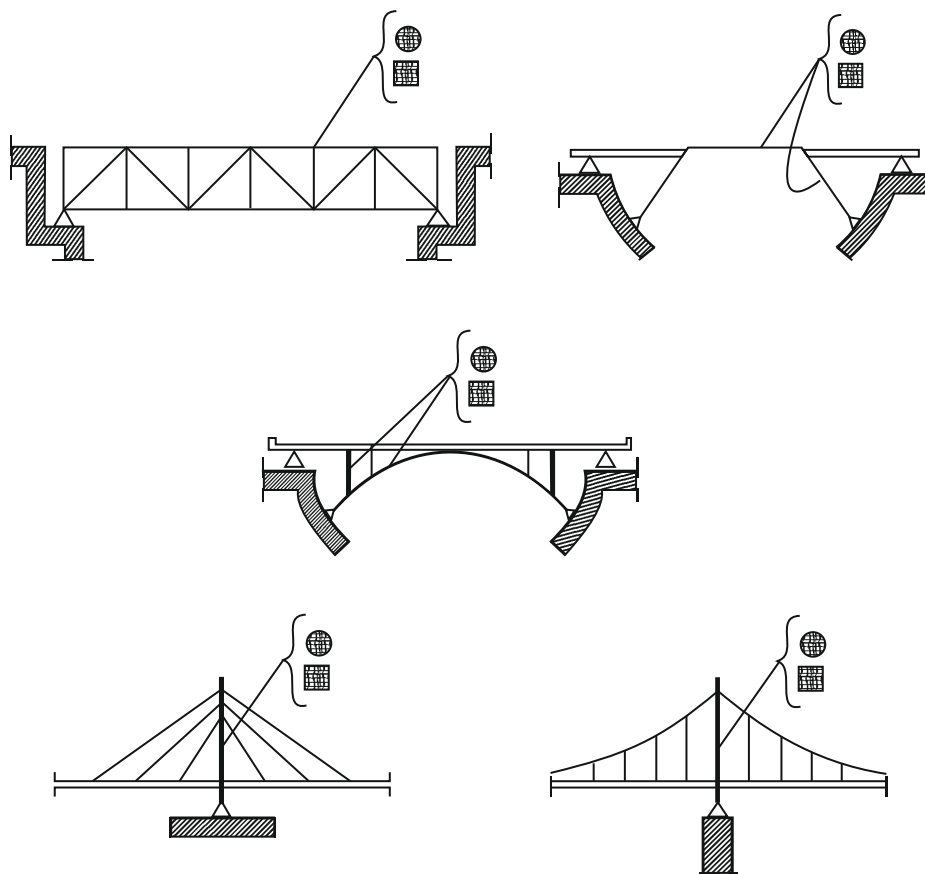


Рисунок А.33 - Применение сжатых трубобетонных элементов круглого и квадратного сечений в конструкциях мостов разных видов [7]

Размеры в м

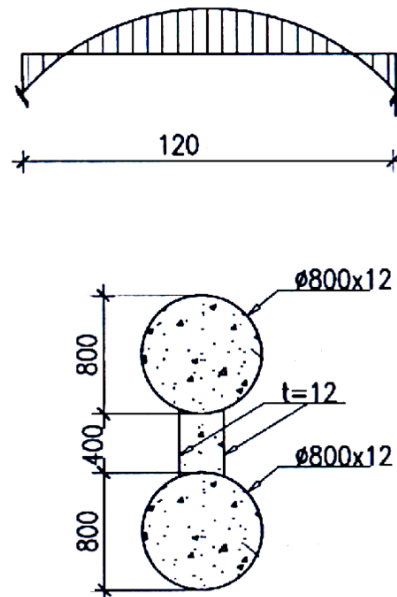


Рисунок А.34 - Поперечное сечение несущей арки моста пролетом 120 м из трубобетонных элементов через реку Мо-Зи-Ван в Китае [7]

Размеры в м

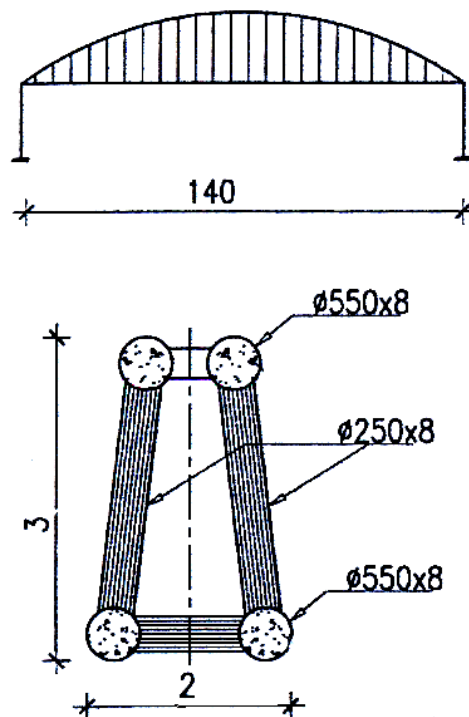


Рисунок А.35 - Поперечное сечение несущей арки моста из трубобетонных элементов через реку Да-Ди в Китае (габаритные размеры в метрах) [7]

Размеры в м

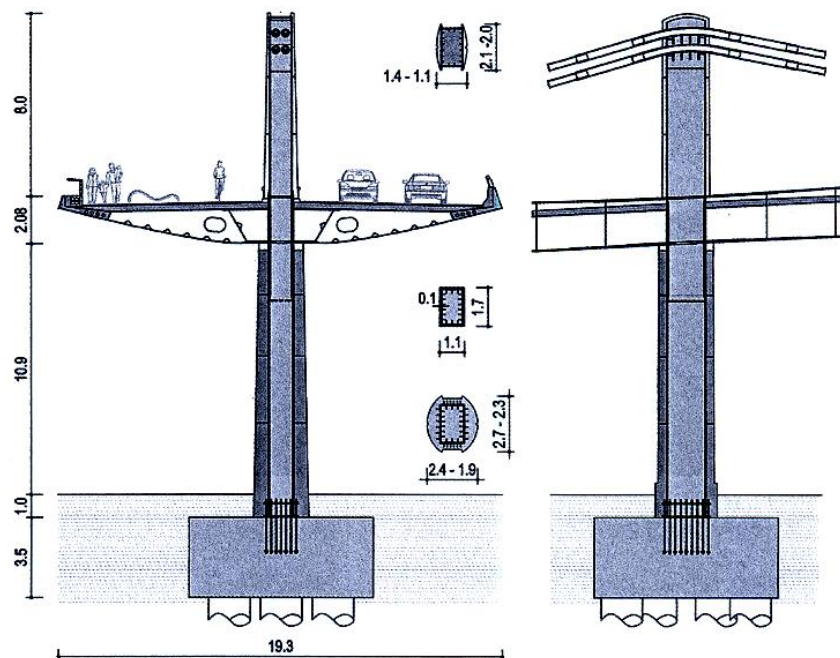


Рисунок А.36 – Сталежелезобетонная опора и пилон висячего моста чере реку Эбро в Испании [9]

Размеры в мм

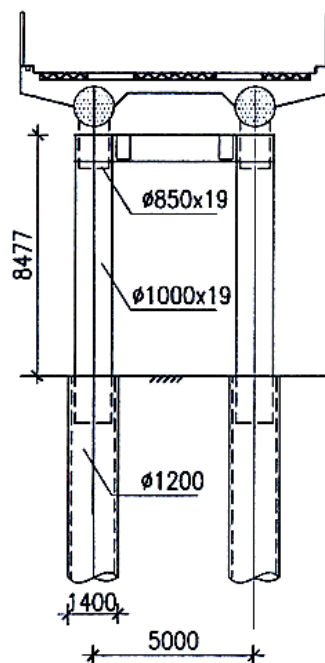


Рисунок А.37 – Трубобетонные опоры и пролетное строение автоорожного моста [7]

На Рисунке А.38 представлены сечения трубобетонных мостовых опор, обладающих повышенной живучестью при ударных воздействиях (столкновениях с судном, взрывах и т.д.).

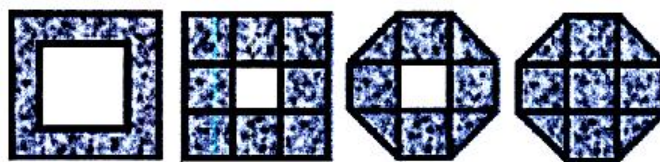


Рисунок А.38 – Поперечные сечения трубобетонных мостовых опор повышенной живучести [19]

На Рисунке А.39 представлены сечения стоек, которые наиболее применяемы в практике и рекомендуемы нормами СН РК EN 1994-2:2005/2011.

А.7 Растянутые элементы

К сталежелезобетонным растянутым элементам относятся раскосы в мостовых фермах, мостовое полотно в мостах с ездой посередине или в мостах с ездой понизу. Для предотвращения трещинообразования бетон в таких элементах необходимо преднапрягать.

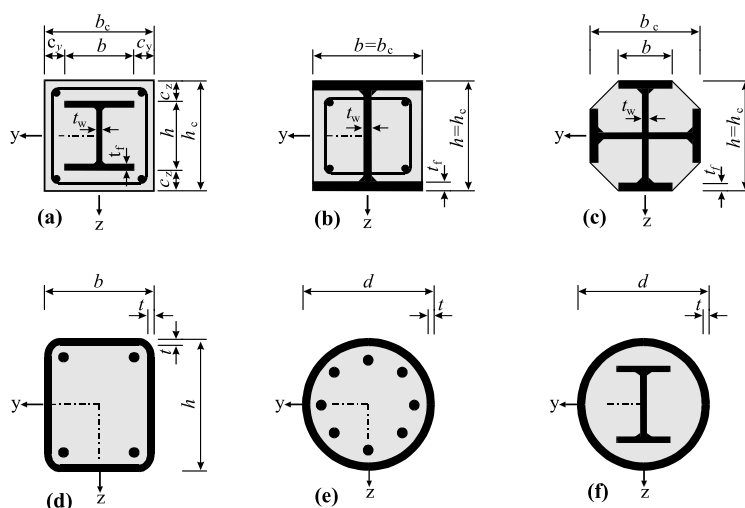


Рисунок А.39 – Поперечные сечения сталежелезобетонных стоек в соответствии с п.6.7.1 СН РК EN 1994-2:2005/2011

А.8 Соединительные элементы

Для объединения стальных элементов с бетоном следует применять наиболее проверенные практикой соединительные элементы, которые могут быть жесткими и податливыми. Примеры жестких соединительных элементов в виде упоров показаны на Рисунках А.40 – А.42. Для предотвращения трещинообразования бетона в зоне жестких упоров под действием концентрированных усилий следует использовать армирование в виде приваренных к упорам гибких стержней (Рисунок А.43).

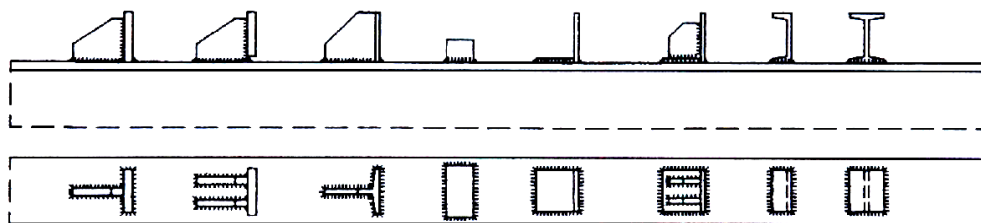


Рисунок А.40 – Соединительные элементы в виде жестких упоров [7]

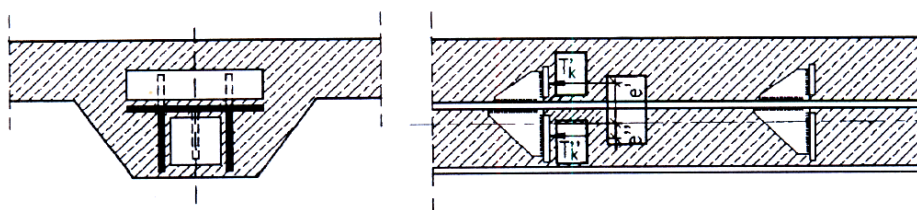


Рисунок А.41 – Пример объединение верхнего пояса мостовой фермы с бетонной плитой посредством жестких упоров [7]

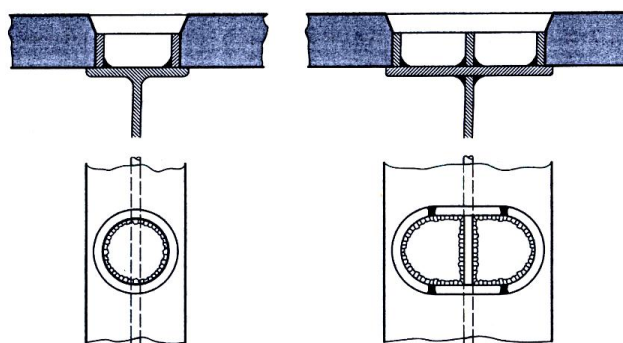


Рисунок А.42 – Примеры жестких упоров размещаемых в проемах сборных перфорированных железобетонных плит согласно Рисунка А.31[10]

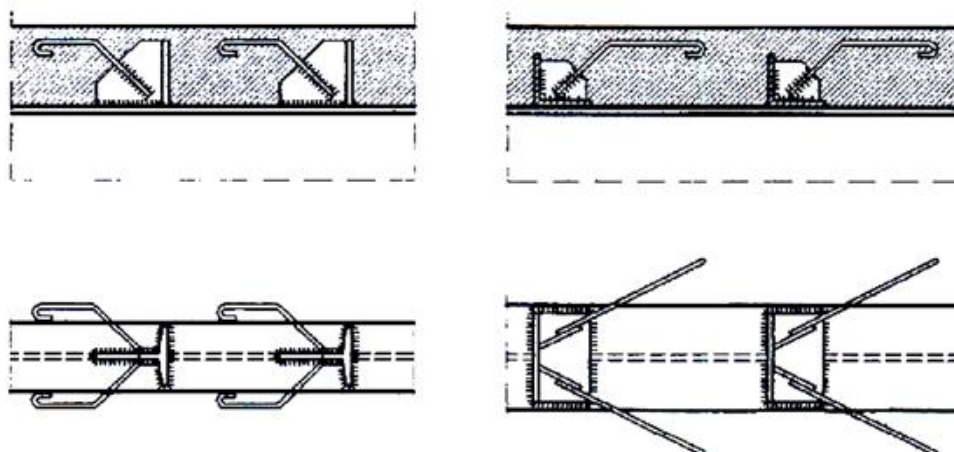


Рисунок А.43 – Объединительные элементы в виде сочетания жестких упоров с гибкими стержнями [7]

Предпочтение следует отдавать податливым соединительным элементам, деформативность которых допускает идеальную пластическую работу сдвигового

соединения. В соответствии с п.6.6.1.1(5) СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 соединительный элемент считается податливым, если величина его характеристического проскальзывания δ_{uk} составляет не менее 6 мм. К таким элементам относятся анкерные цилиндрические стержни (Рисунок А.44).

В практике следует использовать типовые цилиндрические стержни с высаженными головками, соединяемые со стальными конструкциями контактно-дуговой сваркой (Рисунки А.45 и А.46а). Сварку следует выполнять переносным сварочным пистолетом с использованием керамических колец, выполняющих функцию защиты расплавленного металла от контакта с воздухом. В целях предотвращения разрушения бетона в зоне анкеровки возможно применение спиральной арматуры, размещаемой вокруг анкерных стержней. Требования к анкерным стержням с высаженными головками, применяемыми в сдвиговых соединениях сталежелезобетонных конструкций, изложены в СТ РК ISO 13918.

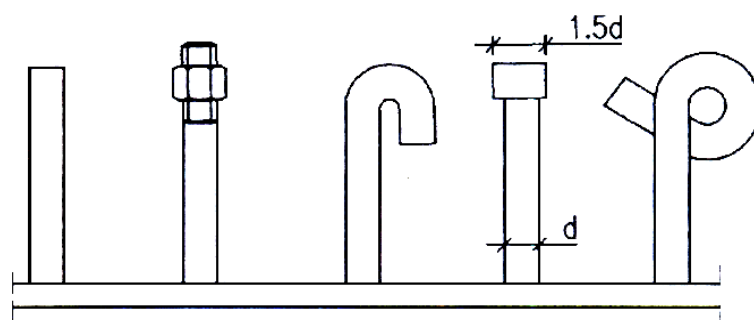


Рисунок А.44 – Объединительные элементы в виде анкерных цилиндрических стержней [7]

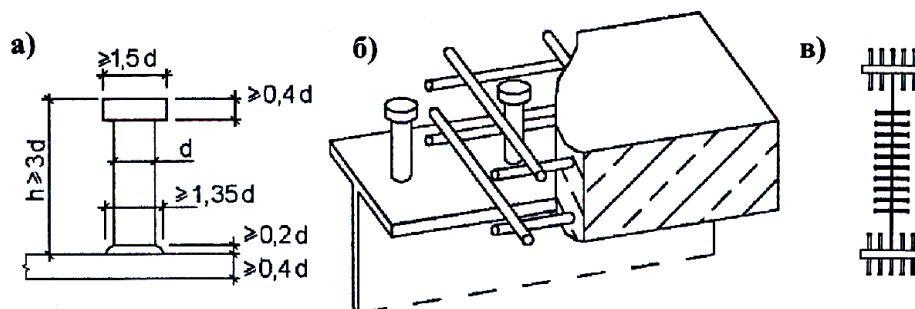


Рисунок А.45 – Применение анкерных стержней с высаженными головками (а) для объединения стальных элементов с железобетонной плитой (б) и с бетоном при полном обетонировании стального двутавра (в) [10]

Объединение сборных железобетонных плит с металлическими балками возможно также с помощью напрягаемых высокопрочных болтов (Рисунок А.46б).

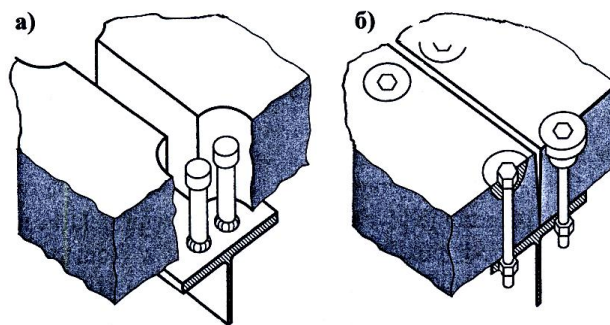


Рисунок А.46 – Объединение перфорированных сборных железобетонных плит с металлическими балками с помощью анкерных стержней (а) и напрягаемых высокопрочных болтов (б) [10]

Кроме жестких упоров и податливых анкерных стержней в мостовых сталежелезобетонных конструкциях получают применение менее трудоемкие в изготовлении виды соединений. Наиболее перспективным являются перфорированные пластины типа Perfobond, выполненные из стальной полосы с просверленными или выштампованными отверстиями для пропуска стальной арматуры (Рисунки А.47 и А.48). Полосы толщиной 10 мм - 15 мм и высотой 55 мм - 75 мм привариваются к стальной конструкции в зоне объединения с бетоном. Диаметр отверстий обычно составляет 30 мм - 50 мм и должен превышать наибольший размер заполнителя в бетоне.



Рисунок А.47 – Соединительные элементы в виде перфорированных полос [20]

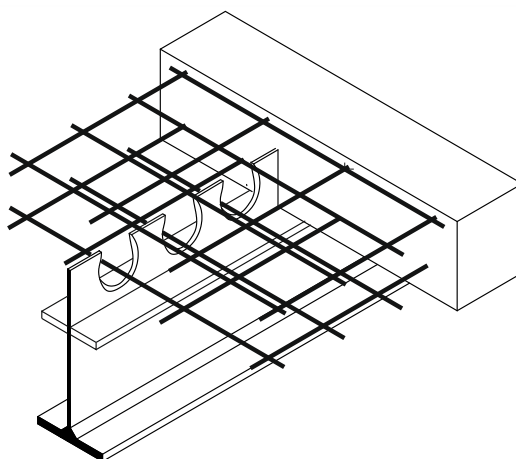


Рисунок А.48 - Объединение бетона с стальной балкой с помощью приваренной к верхнему поясу перфорированной полосы [20]

Более эффективными в качестве объединительных элементов являются гребнеобразные полосы (Рисунки А.49 и А.50).

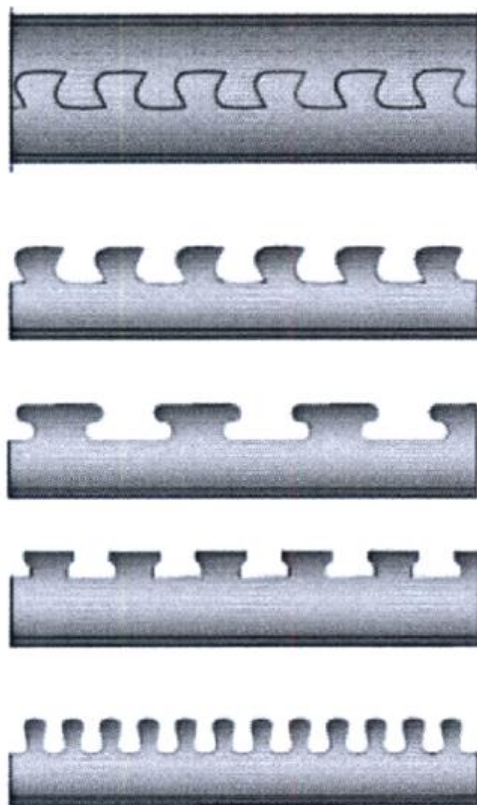


Рисунок А.49 – Соединительные элементы в виде гребнеобразных стальных полос [20]

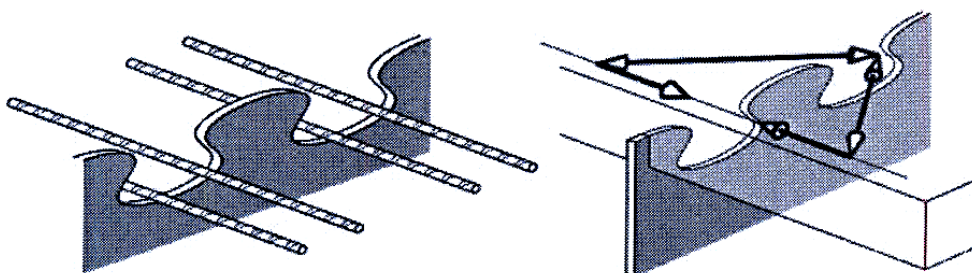


Рисунок А.50 – Соединительные элементы в виде гребнеобразных полос с поперечной арматурой для восприятия растягивающих усилий в бетонной плите от действия продольных сдвигающих усилий [20]

Другие виды соединительных элементов, находящиеся в стадии опытных разработок, приведены на Рисунках А.51 и А.52.

При отсутствии данных о несущей способности и податливости проектируемых сдвиговых элементов расчеты должны основываться на их испытаниях. При этом насколько это возможно расчет сталежелезобетонного элемента должен соответствовать расчету аналогичного элемента с использованием типовых соединительных элементов, например анкерных стержней с высаженными головками.

В соответствии с п. 6.6.1.1 СН РК EN 1994-2:2005/2011 элементы сдвигового соединения кроме восприятия сдвигающих усилий должны предотвращать отделение бетона от стального элемента. Если соединение не подвергается непосредственному растяжению перпендикулярно плоскости сдвига, то оно должно выдержать номинальное предельное растягивающее усилие, действующее перпендикулярно плоскости сдвига и составляющее не менее 10 % расчетного предельного сопротивления соединительных элементов сдвигу.

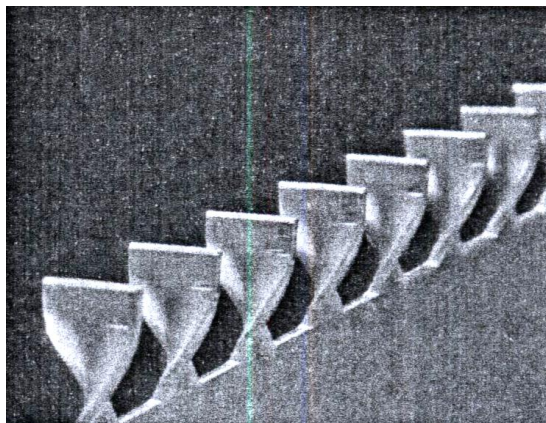
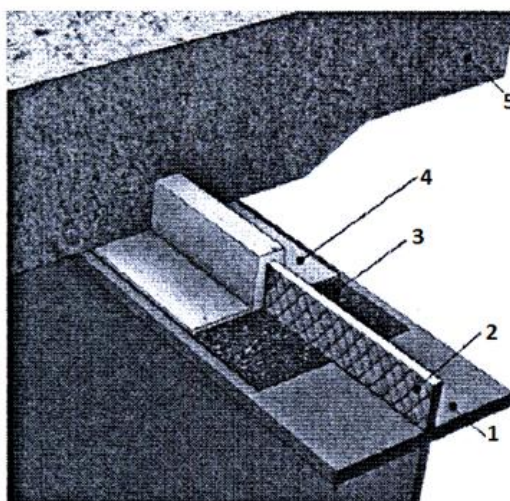


Рисунок А.51 – Соединительные элементы в виде гребня, образованного в стенке балки [23]



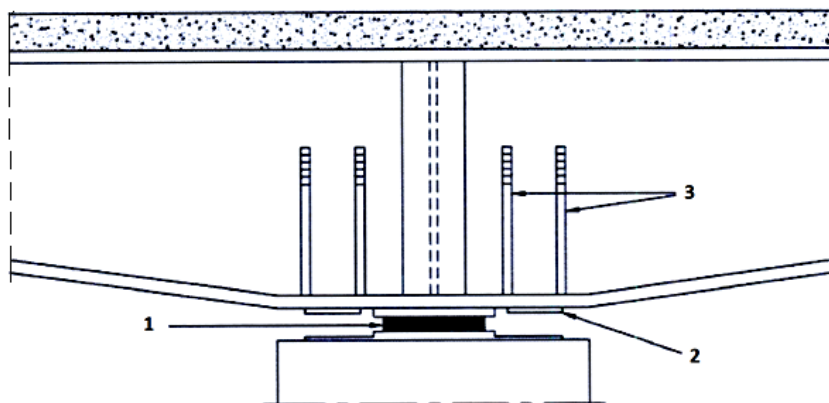
1 – верхний пояс балки, 2,3 – рифления, 4 – адгезионный слой, 5 – бетонная плита

Рисунок А.52 – Объединение бетонной плиты со стальной балкой с помощью рифлений на верхней полке и приваренной к ней полосе [23]

А.9 Узловые соединения

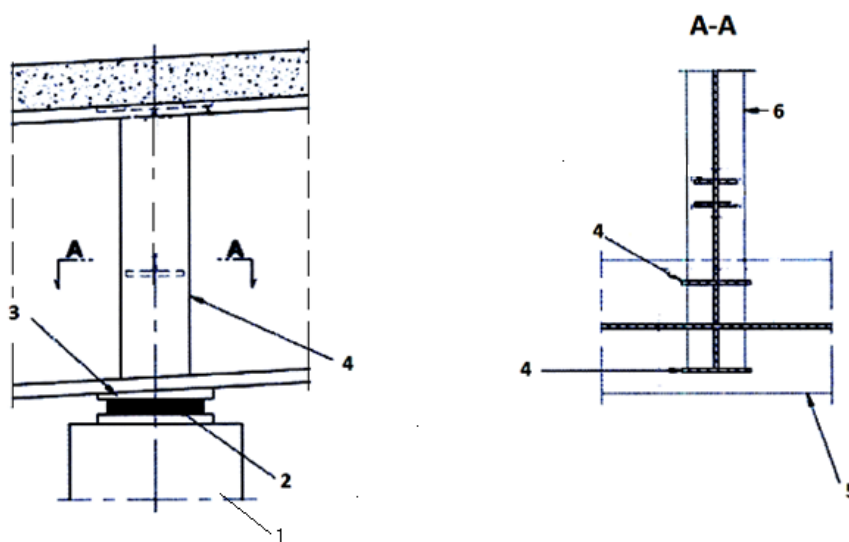
А.9.1 Опорные узлы

Опорные участки стальных балок необходимо усиливать вертикальными ребрами жесткости. Кроме того, стенка балки для предотвращения потери местной устойчивости должна быть дополнительно усилена поперечными ребрами (Рисунки А.53 – А.56). Расчет опорных сечений стальных балок следует осуществлять без учета бетонной плиты в соответствии с п.6.3.1 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.



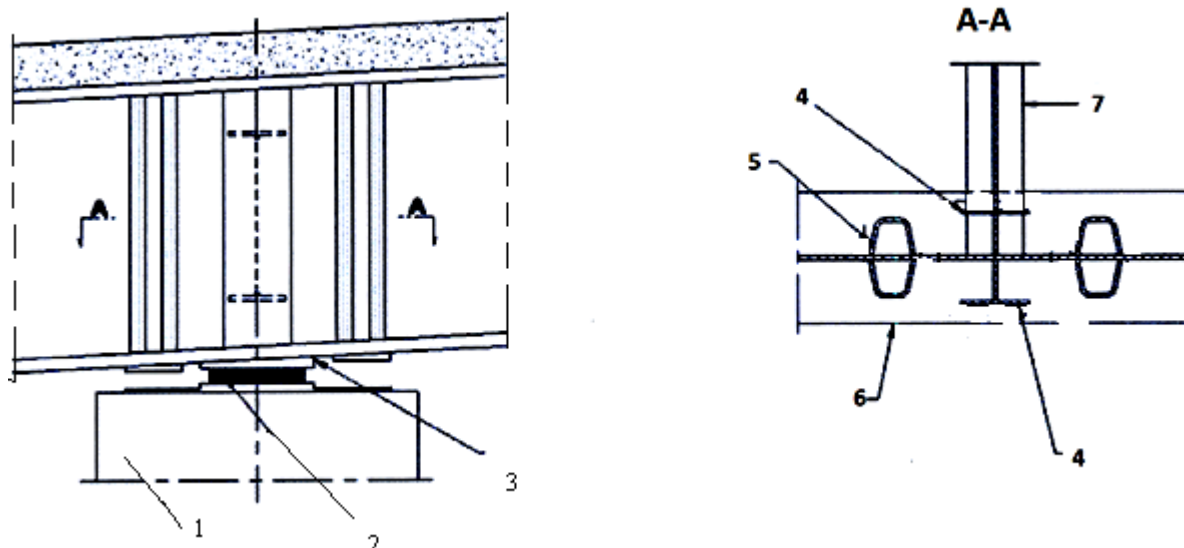
1 – подкладка из армированного эластомера, 2 – неразрезная пролетная балка переменного по длине сечения, 3 – поперечные ребра жесткости

Рисунок А.53 – Узел опирания пролетной неразрезной балки на промежуточной опоре [23]



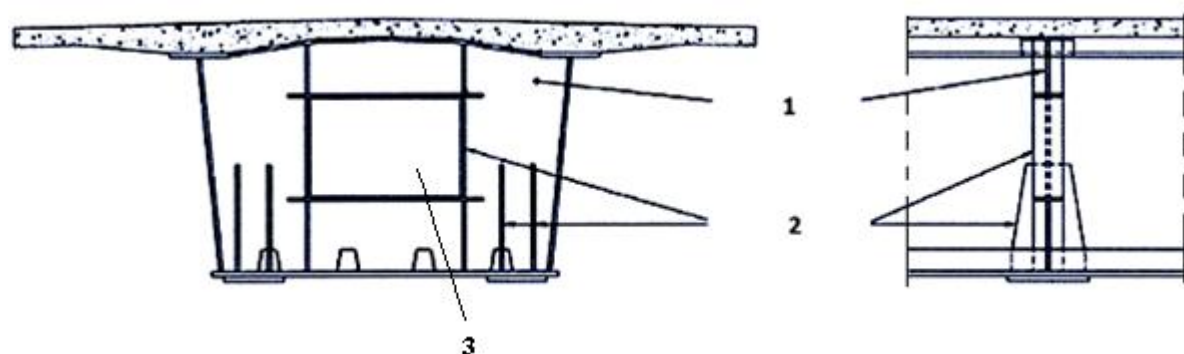
1 – мостовая опора, 2 - подкладка из армированного эластомера, 3 - выравнивающая пластина, 4 – опорные ребра жесткости, 5 – нижний пояс пролетной стальной балки, 6 – нижний пояс поперечной связевой балки

Рисунок А.54 – Узел опирания пролетной неразрезной балки на промежуточной опоре с примыканием поперечной связевой балки [23]



1 – мостовая опора, 2 - подкладка из армированного эластомера, 3 - выравнивающая пластина, 4 – опорные ребра жесткости, 5 – поперечные ребра жесткости стенки пролетной балки, 6 – нижний пояс пролетной балки, 7 – нижний пояс поперечной связевой балки

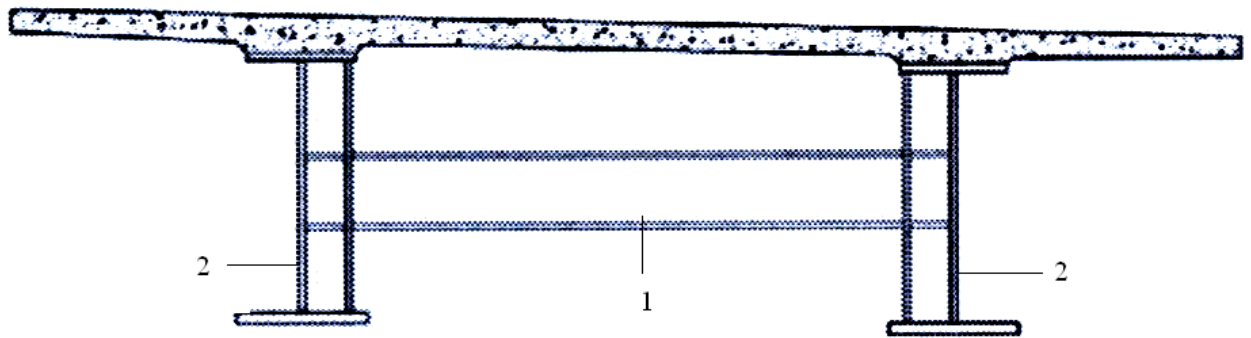
Рисунок А.55 – Узел опирания пролетной неразрезной балки на промежуточной опоре с присоединенной на сварке поперечной связевой балкой [23]



1 – опорное ребро жесткости, 2 – поперечные ребра жесткости, 3 – технологический проем
Рисунок А.56 – Опорный участок пролетной балки коробчатого сечения [23]

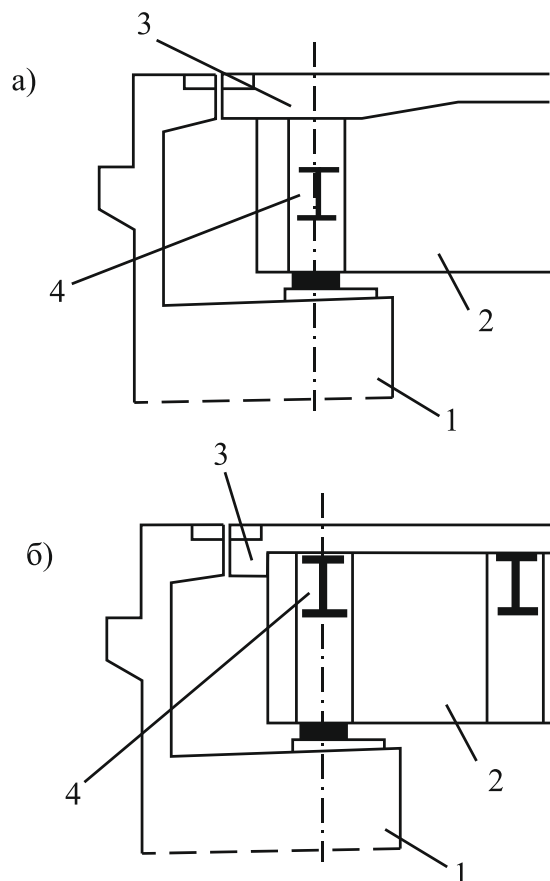
А.9.2 Сопряжения поперечных связей с пролетными балками

Устойчивость пролетных балок во время их возведения и эксплуатации должна обеспечиваться поперечными связями, устанавливаемыми в пролетных (Рисунок А.57) и опорных сечениях (Рисунок А.58). Сопряжение связевых балок с пролетными осуществляется на болтах либо на сварке (Рисунки А.59 и А.60).



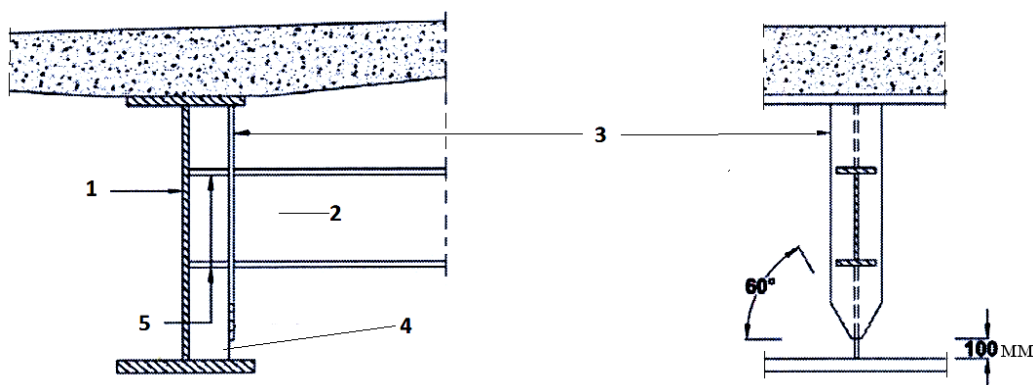
1 – пролетные мостовые балки, 2 – поперечная связевая балка

Рисунок А.57 – Обеспечение устойчивости пролетных балок с помощью поперечных связевых балок [23]



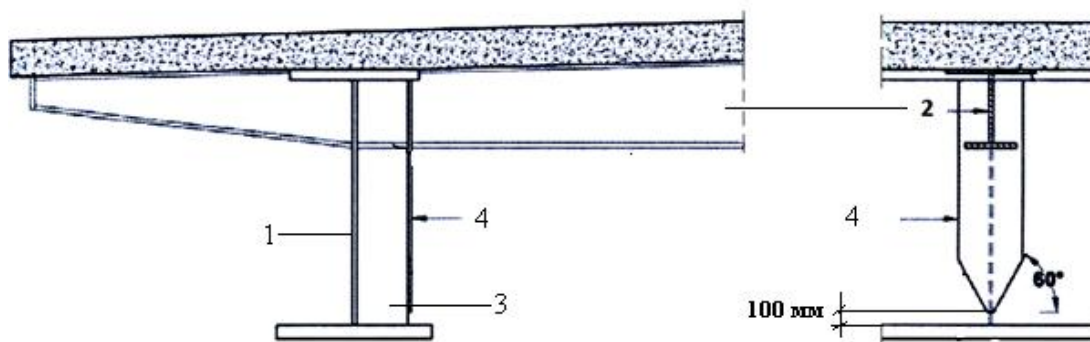
1 - крайняя железобетонная мостовая опора, 2 – пролетная балка, 3 – железобетонная плита,
4 – поперечная связевая балка

Рисунок А.58 – Расположение поперечных связевых балок в средней (а) и верхней (б) частях опорных сечений пролетных балок [23]



1 – пролетная балка, 2 – поперечная связевая балка, 3 – фланцевая пластина,
4 – вертикальное ребро жесткости, 5 – горизонтальные ребра жесткости

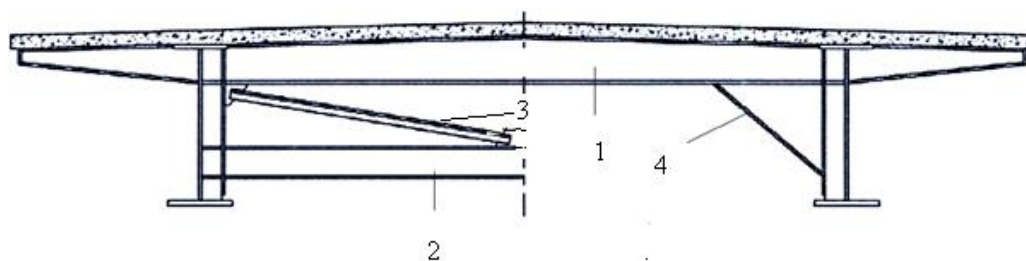
Рисунок А.59 – Сварное соединение поперечных связевых балок с пролетной балкой [23]



1 – пролетная мостовая балка, 2 – поперечная связевая балка, 3 – вертикальное ребро жесткости,
4 – фланцевая пластина

Рисунок А.60 – Сварное соединение поперечных связевых балок с пролетной балкой [23]

В качестве поперечных связей могут также использоваться решетчатые и подкосные системы (Рисунок А.61).



1 – поперечная балка, 2 – нижний пояс связевой фермы, 3 – раскос, 4 – подкос

Рисунок А.61 – Обеспечение устойчивости пролетных балок с помощью поперечных связевых ферм и подкосов [23]

Приложение Б
(информационное)

Сортамент стальных профилей по ГОСТ

Б.1 Двутавр широкополочный по ГОСТ 26020-83

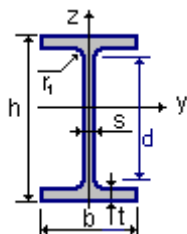
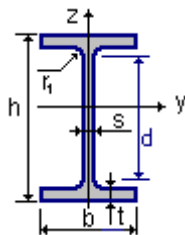
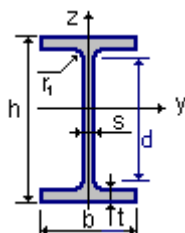


Таблица Б.1 – Основные характеристики двутавра широкополочного

	h	b	s	t	r1	A	P	I _y	W _y	S _y	i _y	I _z	W _z	i _z
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
20Ш1	19,300	15,000	0,600	0,900	1,300	38,950	0,031	2660,000	275,000	153,000	8,260	507,000	67,600	3,610
23Ш1	22,600	15,500	0,650	1,000	1,400	46,080	0,036	4260,000	377,000	210,000	9,620	622,000	80,200	3,670
26Ш1	25,100	18,000	0,700	1,000	1,600	54,370	0,043	6225,000	496,000	276,000	10,700	974,000	108,200	4,230
26Ш2	25,500	18,000	0,750	1,200	1,600	62,730	0,049	7429,000	583,000	325,000	10,880	1168,000	129,800	4,310
30Ш1	29,100	20,000	0,800	1,100	1,800	68,310	0,054	10400,000	715,000	398,000	12,340	1470,000	147,000	4,640
30Ш2	29,500	20,000	0,850	1,300	1,800	77,650	0,061	12200,000	827,000	462,000	12,530	1737,000	173,700	4,730
30Ш3	29,900	20,000	0,900	1,500	1,800	87,000	0,068	14040,000	939,000	526,000	12,700	2004,000	200,400	4,800
35Ш1	33,800	25,000	0,950	1,250	2,000	95,670	0,075	19790,000	1171,000	651,000	14,380	3260,000	261,000	5,840
35Ш2	34,100	25,000	1,000	1,400	2,000	104,740	0,082	22070,000	1295,000	721,000	14,520	3650,000	292,000	5,900
35Ш3	34,500	25,000	1,050	1,600	2,000	116,300	0,091	25140,000	1458,000	813,000	14,700	4170,000	334,000	5,990
40Ш1	38,800	30,000	0,950	1,400	2,200	122,400	0,096	34360,000	1771,000	976,000	16,760	6306,000	420,000	7,180
40Ш2	39,200	30,000	1,150	1,600	2,200	141,600	0,111	39700,000	2025,000	1125,000	16,750	7209,000	481,000	7,140
40Ш3	39,600	30,000	1,250	1,800	2,200	157,200	0,123	44740,000	2260,000	1259,000	16,870	8111,000	541,000	7,180
50Ш1	48,400	30,000	1,100	1,500	2,600	145,700	0,114	60930,000	2518,000	1403,000	20,450	6762,000	451,000	6,810
50Ш2	48,900	30,000	1,450	1,750	2,600	176,600	0,139	72530,000	2967,000	1676,000	20,260	7900,000	526,000	6,690
50Ш3	49,500	30,000	1,550	2,050	2,600	199,200	0,156	84200,000	3402,000	1923,000	20,560	9250,000	617,000	6,810
50Ш4	50,100	30,000	1,650	2,350	2,600	221,700	0,174	96150,000	3838,000	2173,000	20,820	10600,000	707,000	6,920
60Ш1	58,000	32,000	1,200	1,700	2,800	181,100	0,142	107300,000	3701,000	2068,000	24,350	9302,000	581,000	7,170
60Ш2	58,700	32,000	1,600	2,050	2,800	225,300	0,177	131800,000	4490,000	2544,000	24,190	11230,000	702,000	7,060
60Ш3	59,500	32,000	1,800	2,450	2,800	261,800	0,205	156900,000	5273,000	2997,000	24,480	13420,000	839,000	7,160
60Ш4	60,300	32,000	2,000	2,850	2,800	298,340	0,234	182500,000	6055,000	3455,000	24,730	15620,000	976,000	7,230
70Ш1	68,300	32,000	1,350	1,900	3,000	216,400	0,170	172000,000	5036,000	2843,000	28,190	10400,000	650,000	6,930
70Ш2	69,100	32,000	1,500	2,300	3,000	251,700	0,198	205500,000	5949,000	3360,000	28,580	12590,000	787,000	7,070
70Ш3	70,000	32,000	1,800	2,750	3,000	299,800	0,235	247100,000	7059,000	4017,000	28,720	15070,000	942,000	7,090
70Ш4	70,800	32,000	2,050	3,150	3,000	341,600	0,268	284400,000	8033,000	4598,000	28,850	17270,000	1079,000	7,110
70Ш5	71,800	32,000	2,300	3,650	3,000	389,700	0,306	330600,000	9210,000	5298,000	29,130	20020,000	1251,000	7,170

Б.2 Двутавр с уклоном полок по ГОСТ 8239-89**Таблица Б.2 – Основные характеристики двутавра с уклоном полок**

	h	b	s	t	r1	r2	A	P	Iy	Wy	iy	Sy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴	см ³	см
10	10,000	5,500	0,450	0,720	0,700	0,250	12,000	0,009	198,000	39,700	4,060	23,000	17,900	6,490	1,220
12	12,000	6,400	0,480	0,730	0,750	0,300	14,700	0,012	350,000	58,400	4,880	33,700	27,900	8,720	1,380
14	14,000	7,300	0,490	0,750	0,800	0,300	17,400	0,014	572,000	81,700	5,730	46,800	41,900	11,500	1,550
16	16,000	8,100	0,500	0,780	0,850	0,350	20,200	0,016	873,000	109,000	6,570	62,300	58,600	14,500	1,700
18	18,000	9,000	0,510	0,810	0,900	0,350	23,400	0,018	1290,000	143,000	7,420	81,400	82,600	18,400	1,880
20	20,000	10,000	0,520	0,840	0,950	0,400	26,800	0,021	1840,000	184,000	8,280	104,000	115,000	23,100	2,070
22	22,000	11,000	0,540	0,870	1,000	0,400	30,600	0,024	2550,000	232,000	9,130	131,000	157,000	28,600	2,270
24	24,000	11,500	0,560	0,950	1,050	0,400	34,800	0,027	3460,000	289,000	9,970	163,000	198,000	34,500	2,370
27	27,000	12,500	0,600	0,980	1,100	0,450	40,200	0,032	5010,000	371,000	11,200	210,000	260,000	41,500	2,540
30	30,000	13,500	0,650	1,020	1,200	0,500	46,500	0,037	7080,000	472,000	12,300	268,000	337,000	49,900	2,690
33	33,000	14,000	0,700	1,120	1,300	0,500	53,800	0,042	9840,000	597,000	13,500	339,000	419,000	59,900	2,790
36	36,000	14,500	0,750	1,230	1,400	0,600	61,900	0,049	13380,000	743,000	14,700	423,000	516,000	71,100	2,890
40	40,000	15,500	0,830	1,300	1,500	0,600	72,600	0,057	19062,000	953,000	16,200	545,000	667,000	86,100	3,030
45	45,000	16,000	0,900	1,420	1,600	0,700	84,700	0,067	27696,000	1231,000	18,100	708,000	808,000	101,000	3,090
50	50,000	17,000	1,000	1,520	1,700	0,700	100,000	0,078	39727,000	1589,000	19,900	919,000	1043,000	123,000	3,230
55	55,000	18,000	1,100	1,650	1,800	0,700	118,000	0,093	55962,000	2035,000	21,800	1181,000	1356,000	151,000	3,390
60	60,000	19,000	1,200	1,780	2,000	0,800	138,000	0,108	76806,000	2560,000	23,600	1491,000	1725,000	182,000	3,540

Б.3 Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83**Таблица Б.3 – Основные характеристики двутавра колонного**

	h	b	s	t	r1	A	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz	P
	см	см	см	см	см	см ²	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см	Т/м
20K1	19,500	20,000	0,650	1,000	1,300	52,820	3820,000	392,000	216,000	8,500	1334,000	133,000	5,030	0,041
20K2	19,800	20,000	0,700	1,150	1,300	59,700	4422,000	447,000	247,000	8,610	1534,000	153,000	5,070	0,047

23K1	22,700	24,000	0,700	1,050	1,400	66,510	6589,000	580,000	318,000	9,950	2421,000	202,000	6,030	0,052
23K2	23,000	24,000	0,800	1,200	1,400	75,770	7601,000	661,000	365,000	10,020	2766,000	231,000	6,040	0,059
26K1	25,500	26,000	0,800	1,200	1,600	83,080	10300,000	809,000	445,000	11,140	3517,000	271,000	6,510	0,065
26K2	25,800	26,000	0,900	1,350	1,600	93,190	11700,000	907,000	501,000	11,210	3957,000	304,000	6,520	0,073
26K3	26,200	26,000	1,000	1,550	1,600	105,900	13560,000	1035,000	576,000	11,320	4544,000	349,000	6,550	0,083
30K1	29,600	30,000	0,900	1,350	1,800	108,000	18110,000	1223,000	672,000	12,950	6079,000	405,000	7,500	0,085
30K2	30,000	30,000	1,000	1,550	1,800	122,700	20930,000	1395,000	771,000	13,060	6980,000	465,000	7,540	0,096
30K3	30,400	30,000	1,150	1,750	1,800	138,720	23910,000	1573,000	874,000	13,120	7881,000	525,000	7,540	0,109
35K1	34,300	35,000	1,000	1,500	2,000	139,700	31610,000	1843,000	1010,000	15,040	10720,000	613,000	8,760	0,110
35K2	34,800	35,000	1,100	1,750	2,000	160,400	37090,000	2132,000	1173,000	15,210	12510,000	715,000	8,830	0,126
35K3	35,300	35,000	1,300	2,000	2,000	184,100	42970,000	2435,000	1351,000	15,280	14300,000	817,000	8,810	0,144
40K1	39,300	40,000	1,100	1,650	2,200	175,800	52400,000	2664,000	1457,000	17,260	17610,000	880,000	10,000	0,138
40K2	40,000	40,000	1,300	2,000	2,200	210,960	64140,000	3207,000	1767,000	17,440	21350,000	1067,000	10,060	0,166
40K3	40,900	40,000	1,600	2,450	2,200	257,800	80040,000	3914,000	2180,000	17,620	26150,000	1307,000	10,070	0,202
40K4	41,900	40,000	1,900	2,950	2,200	308,600	98340,000	4694,000	2642,000	17,850	31500,000	1575,000	10,100	0,242
40K5	43,100	40,000	2,300	3,550	2,200	371,000	121570,000	5642,000	3217,000	18,100	37910,000	1896,000	10,110	0,291

Б.4 Двутавр дополнительной серии (Д) по ГОСТ 26020-83

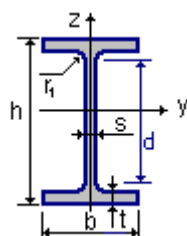


Таблица Б.4 – Основные характеристики двутавра дополнительной серии

	h	b	s	t	r1	A	P	I _y	W _y	S _y	i _y	I _z	W _z	i _z
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
24ДБ1	23,900	11,500	0,550	0,930	1,500	35,450	0,028	3535	295,800	166,600	9,990	236,800	41,200	2,580
27ДБ1	26,900	12,500	0,600	0,950	1,500	40,680	0,032	5068	376,800	212,700	11,160	310,500	49,700	2,760
36ДБ1	36	14,500	0,720	1,230	1,800	62,600	0,049	13800	766,400	434,100	14,840	627,600	86,600	3,170
35ДБ1	34,900	12,700	0,580	0,850	1,500	42,780	0,034	8540	489,400	279,400	14,130	291,500	45,900	2,610
40ДБ1	39,900	13,900	0,620	0,900	1,500	50,580	0,040	13050	654,200	374,500	16,060	404,400	58,200	2,830
45ДБ1	45	15,200	0,740	1,100	1,500	67,050	0,053	21810	969,200	556,800	18,040	646,200	85	3,100
45ДБ2	45	18	0,760	1,330	1,800	82,800	0,065	28840	1280	722	18,700	1300	144	3,960

Таблица Б.4 – Основные характеристики двутавра дополнительной серии
(продолжение)

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
30ДШ1	30,060	20,190	0,940	1,600	1,800	92,600	0,073	15090	1000	563	12,800	2200	218	4,870
40ДШ1	39,760	30,200	1,150	1,870	2,200	159	0,124	46330	2330	1290	17,100	8590	569	7,360
50ДШ1	49,620	30,380	1,420	2,100	2,600	198	0,155	86010	3470	1950	20,800	9830	647	7,050

Б.5 Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83

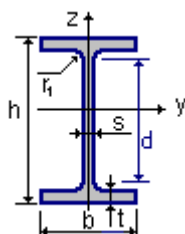


Таблица Б.5 – Основные характеристики двутавра нормального

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
10Б1	10,000	5,500	0,410	0,570	0,700	10,320	0,008	171,000	34,200	19,700	4,070	15,900	5,800	1,240
12Б1	11,760	6,400	0,380	0,510	0,700	11,030	0,009	257,000	43,800	24,900	4,830	22,400	7,000	1,420
12Б2	12,000	6,400	0,440	0,630	0,700	13,210	0,010	318,000	53,000	30,400	4,900	27,700	8,600	1,450
14Б1	13,740	7,300	0,380	0,560	0,700	13,390	0,010	435,000	63,300	35,800	5,700	36,400	10,000	1,650
14Б2	14,000	7,300	0,470	0,690	0,700	16,430	0,013	541,000	77,300	44,200	5,740	44,900	12,300	1,650
16Б1	15,700	8,200	0,400	0,590	0,900	16,180	0,013	689,000	87,800	49,500	6,530	54,400	13,300	1,830
16Б2	16,000	8,200	0,500	0,740	0,900	20,090	0,016	869,000	108,700	61,900	6,580	68,300	16,600	1,840
18Б1	17,700	9,100	0,430	0,650	0,900	19,580	0,015	1063,000	120,100	67,700	7,370	81,900	18,000	2,040
18Б2	18,000	9,100	0,530	0,800	0,900	23,950	0,019	1317,000	146,300	83,200	7,410	100,800	22,200	2,050
20Б1	20,000	10,000	0,560	0,850	1,200	28,490	0,022	1943,000	194,300	110,300	8,260	142,300	28,500	2,230
23Б1	23,000	11,000	0,560	0,900	1,200	32,910	0,026	2996,000	260,500	147,200	9,540	200,300	36,400	2,470
26Б1	25,800	12,000	0,580	0,850	1,200	35,620	0,028	4024,000	312,000	176,600	10,630	245,600	40,900	2,630
26Б2	26,100	12,000	0,600	1,000	1,200	39,700	0,031	4654,000	356,600	201,500	10,830	288,800	48,100	2,700
30Б1	29,600	14,000	0,580	0,850	1,500	41,920	0,033	6328,000	427,000	240,000	12,290	390,000	55,700	3,050
30Б2	29,900	14,000	0,600	1,000	1,500	46,670	0,037	7293,000	487,800	273,800	12,500	458,600	65,500	3,130
35Б1	34,600	15,500	0,620	0,850	1,800	49,530	0,039	10060,000	581,700	328,600	14,250	529,600	68,300	3,270
35Б2	34,900	15,500	0,650	1,000	1,800	55,170	0,043	11550,000	662,200	373,000	14,470	622,900	80,400	3,360
40Б1	39,200	16,500	0,700	0,950	2,100	61,250	0,048	15750,000	803,600	456,000	16,030	714,900	86,700	3,420
40Б2	39,600	16,500	0,750	1,150	2,100	69,720	0,055	18530,000	935,700	529,700	16,300	865,000	104,800	3,520
45Б1	44,300	18,000	0,780	1,100	2,100	76,230	0,060	24940,000	1125,800	639,500	18,090	1073,700	119,300	3,750
45Б2	44,700	18,000	0,840	1,300	2,100	85,960	0,068	28870,000	1291,900	732,900	18,320	1269,000	141,000	3,840
50Б1	49,200	20,000	0,880	1,200	2,100	92,980	0,073	37160,000	1511,000	860,400	19,990	1606,000	160,600	4,160

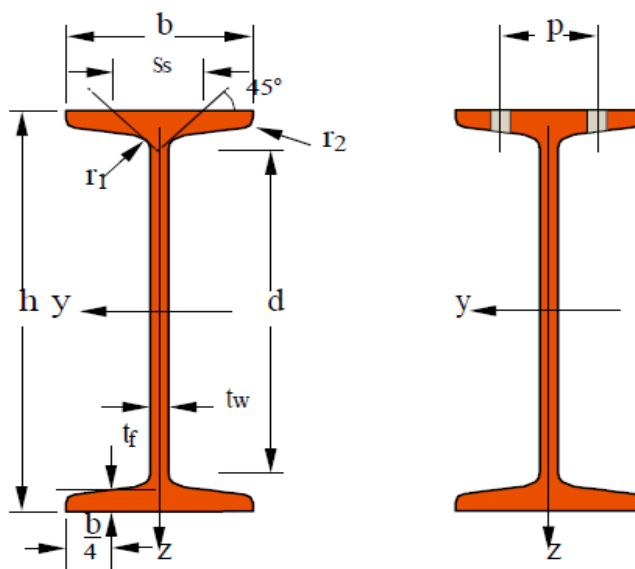
Таблица Б.5 – Основные характеристики двутавра нормального (продолжение)

	h	b	s	t	r1	A	P	Iy	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	см	см	см	см	см	см ²	Т/м	см ⁴	см ³	см ³	см	см ⁴	см ³	см
50Б2	49,600	20,000	0,920	1,400	2,100	102,800	0,081	42390,000	1709,000	970,200	20,300	1873,000	187,300	4,270
55Б1	54,300	22,000	0,950	1,350	2,400	113,370	0,089	55680,000	2051,000	1165,000	22,160	2404,000	218,600	4,610
55Б2	54,700	22,000	1,000	1,550	2,400	124,750	0,098	62790,000	2296,000	1302,000	22,430	2760,000	250,900	4,700
60Б1	59,300	23,000	1,050	1,550	2,400	135,260	0,106	78760,000	2656,000	1512,000	24,130	3154,000	274,300	4,830
60Б2	59,700	23,000	1,100	1,750	2,400	147,300	0,116	87640,000	2936,000	1669,000	24,390	3561,000	309,600	4,920
70Б1	69,100	26,000	1,200	1,550	2,400	164,700	0,129	125930,000	3645,000	2095,000	27,650	4556,000	350,500	5,260
70Б2	69,700	26,000	1,250	1,850	2,400	183,600	0,144	145912,000	4187,000	2393,000	28,190	5437,000	418,200	5,440
80Б1	79,100	28,000	1,350	1,700	2,600	203,200	0,160	199500,000	5044,000	2917,000	31,330	6244,000	446,000	5,540
80Б2	79,800	28,000	1,400	2,050	2,600	226,600	0,178	232200,000	5820,000	3343,000	32,010	7527,000	537,600	5,760
90Б1	89,300	30,000	1,500	1,850	3,000	247,100	0,194	304400,000	6817,000	3964,000	35,090	8365,000	557,600	5,820
90Б2	90,000	30,000	1,550	2,200	3,000	272,400	0,214	349200,000	7760,000	4480,000	35,800	9943,000	662,800	6,040
100Б1	99,000	32,000	1,600	2,100	3,000	293,820	0,231	446000,000	9011,000	5234,000	38,960	11520,000	719,900	6,260
100Б2	99,800	32,000	1,700	2,500	3,000	328,900	0,258	516400,000	10350,000	5980,000	39,620	13710,000	856,900	6,460
100Б3	100,600	32,000	1,800	2,900	3,000	364,000	0,286	587700,000	11680,000	6736,000	40,180	15900,000	993,900	6,610
100Б4	101,300	32,000	1,950	3,250	3,000	400,600	0,315	655400,000	12940,000	7470,000	40,450	17830,000	1114,300	6,670

Приложение В
(информационное)

Сортамент стальных европейских двутавров

В.1 Европейские нормальные двутавры (IPN)



Наклон фланца: 14 %

Размеры: IPN 80 - IPN 550 DIN 1025-1:1995, NF A 45-209:1983 IPN 600 DIN 1025-1:1963

Допустимые отклонения: EN 10024: 1995

Состояние поверхности: в соответствии с EN 10163-3: 2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.1 – IPN

Таблица В.1 – Размеры европейского нормального двутавра

Обозначение		Размеры						A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструкционные размеры				Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r_1 мм	r_2 мм		d мм	\varnothing	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
IPN80	5,94	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	59	-	-	-	0,304	51,09
IPN100	8,34	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	75,7	-	-	-	0,37	44,47
IPN120	11,1	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	92,4	-	-	-	0,439	39,38
IPN140	14,3	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	109,1	-	-	-	0,502	34,94
IPN160	17,9	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	125,8	-	-	-	0,575	32,13
IPN180	21,9	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	142,4	-	-	-	0,64	29,22
IPN200	26,2	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	159,1	-	-	-	0,709	27,04
IPN220	31,1	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,5	175,8	M 10	50	56	0,775	24,99
IPN240	36,2	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	192,5	M 10	54	60	0,844	23,32
IPN260	41,9	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,3	208,9	M 12	62	62	0,906	21,65
IPN280	47,9	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61	225,1	M 12	68	68	0,966	20,17
IPN300	54,2	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69	241,6	M 12	70	74	1,03	19,02
IPN320	61	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,7	257,9	M 12	70	80	1,09	17,87
IPN340	68	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	86,7	274,3	M 12	78	86	1,15	16,9
IPN360	76,1	360	143	13	19,5	13	7,8	97	290,2	M 12	78	92	1,21	15,89
IPN380	84	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	107	306,7	M 16	84	86	1,27	15,12
IPN400	92,4	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	118	322,9	M 16	86	92	1,33	14,36
IPN450	115	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147	363,6	M 16	92	106	1,48	12,83
IPN500	141	500	185	18	27	18	10,8	179	404,3	M 20	102	110	1,63	11,6
IPN550	166	550	200	19	30	19	11,9	212	445,6	M 22	112	118	1,8	10,8
IPN600	199	600	215	21,6	32,4	21,6	13	254	485,8	M 24	126	128	1,92	9,89

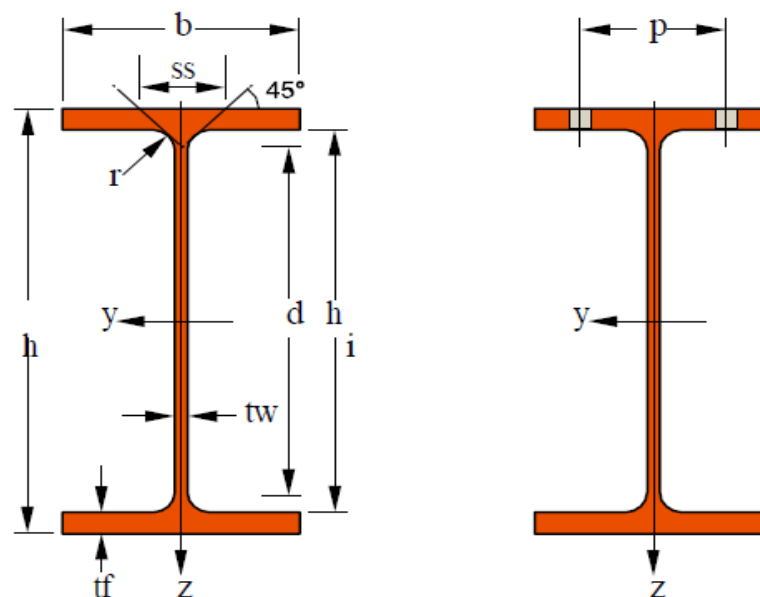
Таблица В.2 – Справочные данные для расчета европейского нормального двутавра

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011				EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225: 2001
		ось у-у						ось z-z												
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} ² мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у		чистое сжатие				
														s235	s355	s235	s355			
IPN80	5,94	77,8	19,5	22,8	3,2	3,41	6,29	3	5	0,91	21,6	0,87	0,09	1	1	1	1	+		
IPN100	8,34	171	34,2	39,8	4,01	4,85	12,2	4,88	8,1	1,07	25	1,6	0,27	1	1	1	1	+		
IPN120	11,1	328	54,7	63,6	4,81	6,63	21,5	7,41	12,4	1,23	28,4	2,71	0,69	1	1	1	1	+		
IPN140	14,3	573	81,9	95,4	5,61	8,65	35,2	10,7	17,9	1,4	31,8	4,32	1,54	1	1	1	1	+		
IPN160	17,9	935	117	136	6,4	10,83	54,7	14,8	24,9	1,55	35,2	6,57	3,14	1	1	1	1	+		
IPN180	21,9	1450	161	187	7,2	13,35	81,3	19,8	33,2	1,71	38,6	9,58	5,92	1	1	1	1	+		
IPN200	26,2	2140	214	250	8	16,03	117	26	43,5	1,87	42	13,5	10,5	1	1	1	1	+		
IPN220	31,1	3060	278	324	8,8	19,06	162	33,1	55,7	2,02	45,4	18,6	17,8	1	1	1	1	+		
IPN240	36,2	4250	354	412	9,59	22,33	221	41,7	70	2,2	48,9	25	28,7	1	1	1	1	+		
IPN260	41,9	5740	442	514	10,4	26,08	288	51	85,9	2,32	52,6	33,5	44,1	1	1	1	1	+		
IPN280	47,9	7590	542	632	11,1	30,18	364	61,2	103	2,45	56,4	44,2	64,6	1	1	1	1	+		
IPN300	54,2	9800	653	762	11,9	34,58	451	72,2	121	2,56	60,1	56,8	91,8	1	1	1	1	+		
IPN320	61	12510	782	914	12,7	39,26	555	84,7	143	2,67	63,9	72,5	129	1	1	1	1	+		
IPN340	68	15700	923	1080	13,5	44,27	674	98,4	166	2,8	67,6	90,4	176	1	1	1	1	+		
IPN360	76,1	19610	1090	1276	14,2	49,95	818	114	194	2,9	71,8	115	240	1	1	1	1	+		
IPN380	84	24010	1260	1482	15	55,55	975	131	221	3,02	75,4	141	319	1	1	1	1	+		
IPN400	92,4	29210	1460	1714	15,7	61,69	1160	149	253	3,13	79,3	170	420	1	1	1	1	+		
IPN450	115	45850	2040	2400	17,7	77,79	1730	203	345	3,43	88,9	267	791	1	1	1	1	+		
IPN500	141	68740	2750	3240	19,6	95,6	2480	268	456	3,72	98,5	402	1400	1	1	1	1	+		
IPN550	166	99180	3610	4240	21,6	111,3	3490	349	592	4,02	107,3	544	2390	1	1	1	1	+		
IPN600	199	139000	4630	5452	23,4	138	4670	434	752	4,3	117,6	787	3814	1	1	1	1	+		

Таблица В.2 – Справочные данные для расчета европейского нормального двутавра (продолжение)

♦ W_{pl} для расчётов с учётом пластичности, профиль должен относиться к классам 1 или 2 в соответствии с требуемым предельным углом поворота сечения.

В.2 Европейские двутавры (IPE)



Размеры: IPE 80 – 600 в соответствии со стандартом EN 19-57 IPE AA 80-550, IPE A 80-600, IPE O 180-600, IPE 750 в соответствии со стандартом завода-изготовителя

Допустимые отклонения: EN 10034:1993

Состояние поверхности: в соответствии с EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.2 – IPE

Таблица В.3 – Размеры европейского двутавра I (IPE)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
IPE AA 80	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80	5	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,9
IPE80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,4	49,33
IPE AA 120	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,47	56,26
IPE A 120	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,7
IPE AA 160	12,1	156,4	82	4	5,6	7	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,4
IPE A 160	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,7
IPE160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19	164	146	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200	18	196,4	100	4,5	6,7	12	22,9	183	159	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36

Таблица В.3 – Размеры европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12	27	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24
IPE AA 240	24,9	236,4	120	4,8	8	15	31,7	220,4	190,4	M12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,1
IPE240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,16	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330	43	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,25	29,09
IPE330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,7
IPE O 360+	66	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51

Таблица В.3 – Размеры европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
IPE400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	M 24	104	114	1,76	16,4
IPE A 550	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24	137	562	514	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15	24	24	197	562	514	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 x 137	137	753	263	11,5	17	17	175	719	685	M 27	102	162	2,506	18,28
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17	17	188	719	685	M 27	104	164	2,51	17,06
IPE 750 x 173+	173	762	267	14,4	21,6	17	221	718,8	684,8	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196+	196	770	268	15,6	25,4	17	251	719,2	685,2	M 27	106	166	2,552	12,96

Таблица В.4 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225 :2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ♦ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ♦ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	S _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235		S460		S355				
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,4	0,09	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 80	5	64,4	16,5	19	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-			
IPE80	6	80,1	20	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,7	0,12	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,4	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	+		
IPE100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,2	0,35	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	+		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7	11	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	+		
IPE120	10,4	318	53	60,7	4,9	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	+		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	+		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,7	6,21	36,4	10	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	+		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,8	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,6	3,96	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	+		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,2	81,9	18	28	2,05	27,8	2,7	5,93	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	+	+	+

Таблица В.4 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225 :2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235		S460		S355				
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 200	18	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35	2,21	32	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE200	22,4	1943	194	221	8,26	14	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,3	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	+	+	+
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	+		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	+	+	+
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60	2,7	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	+		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	+	+	+
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	+	+	+
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51	31,1	158	1	1	1	1	3	4	+	+	+

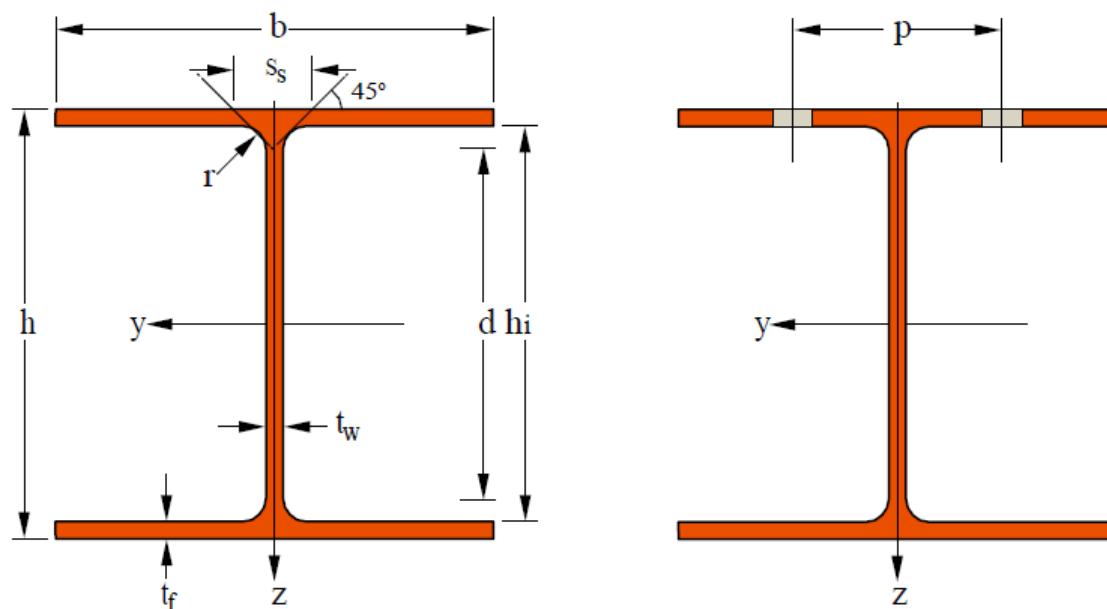
Таблица В.4 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225 :2001
		ось y-y						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб y-y			чистое сжатие					
														S235		S460		S355				
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE360	57,1	16270	904	1019	15	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	+	+	+
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	+	+	+
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	+	+	+
IPE500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	+	+	+
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	+	+	+
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	+	+	+

Таблица В.4 – Справочные данные для расчета европейского двутавра I (IPE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225 :2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y}♦$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z}♦$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235		S460		S355				
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 137	137	159900	4246	4865	30,3	92,9	5166	393	614	5,44	65,4	137	6980	1	2	-	4	4	-	+	+	+
IPE 750 × 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	+	+	+
IPE 750 × 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
IPE 750 × 196	196	240300	6241	7174	31	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
♦ W_{pl} для расчётов с учётом пластичности, профиль должен относиться к классам 1 или 2 в соответствии с требуемым предельным углом поворота сечения.																						

В.3 Широкополочные несущие сваи (НР)



Размеры: в соответствии со стандартом завода-изготовителя

Допустимые отклонения: EN 10034: 1993

Состояние поверхности: в соответствии с EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.3 – НР

Таблица В.5 – Размеры широкополочной несущей сваи (НР)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HP 200 × 43	42,5	200	205	9	9	10	54,1	182	162	M 27	100	106	1,185	27,88
HP 200 × 53	53,5	204	207	11,3	11,3	10	68,4	181,4	161,4	M 27	104	108	1,196	22,36
HP 220 × 57	57,2	210	224,5	11	11	18	72,9	188	152	M 27	102	122	1,265	22,12
HP 260 × 75	75	249	265	12	12	24	95,5	225	177	M 27	116	164	1,493	19,9
HP 260 × 87	87,3	253	267	14	14	24	111	225	177	M 27	118	166	1,505	17,24
HP 305 × 79	78,9	299,3	306,4	11	11,1	15,2	101	277,1	246,7	M 27	102	204	1,776	22,52
HP 305 × 88	88	301,7	307,8	12,4	12,3	15,2	112	277,1	246,7	M 27	104	206	1,784	20,28
HP 305 × 95	94,9	303,7	308,7	13,3	13,3	15,2	121	277,1	246,7	M 27	106	206	1,79	18,85
HP 305 × 110	110	307,9	310,7	15,3	15,4	15,2	140	277,1	246,7	M 27	108	208	1,802	16,39
HP 305 × 126	126	312,3	312,9	17,5	17,6	15,2	161	277,1	246,7	M 27	110	210	1,815	14,4
HP 305 × 149	149	318,5	316	20,6	20,7	15,2	190	277,1	246,7	M 27	114	214	1,834	12,3
HP 305 × 180	180	326,7	319,7	24,8	24,8	15,2	229	277,1	246,7	M 27	118	218	1,857	10,31
HP 305 × 186	186	328,3	320,9	25,5	25,6	15,2	237	277,1	246,7	M 27	118	218	1,863	10,02
HP 305 × 223	223	337,9	325,7	30,3	30,4	15,2	284	277,1	246,7	M 27	124	220	1,892	8,487
HP 320 × 88	88,5	303	304	12	12	27	113	279	225	M 27	122	202	1,752	19,8
HP 320 × 103	103	307	306	14	14	27	131	279	225	M 27	124	204	1,764	17,15
HP 320 × 117	117	311	308	16	16	27	150	279	225	M 27	126	206	1,776	15,13
HP 320 × 147	147	319	312	20	20	27	187	279	225	M 27	130	210	1,8	12,27

Таблица В.5 – Размеры широкополочной несущей сваи (НР) (продолжение)

Обозначение		Размеры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
НР 320 × 184	184	329	317	25	25	27	235	279	225	М 27	136	216	1,83	9,939
НР 360 × 109	109	346,4	371	12,8	12,9	15,2	139	320,6	290,2	М 27	102	266	2,125	19,51
НР 360 × 133	133	352	373,8	15,6	15,7	15,2	169	320,6	290,2	М 27	104	268	2,142	16,11
НР 360 × 152	152	356,4	376	17,8	17,9	15,2	194	320,6	290,2	М 27	106	270	2,155	14,18
НР 360 × 174	174	361,4	378,5	20,3	20,4	15,2	222	320,6	290,2	М 27	110	272	2,17	12,48
НР 360 × 180	180	362,9	378,8	21,1	21,1	15,2	230	320,7	290,3	М 27	110	272	2,173	12,06
НР 400 × 122 ⁺	122	348	390	14	14	15	156	320	290	М 27	102	284	2,202	17,99
НР 400 × 140 ⁺	140	352	392	16	16	15	179	320	290	М 27	104	286	2,214	15,8
НР 400 × 158 ⁺	158	356	394	18	18	15	201	320	290	М 27	106	288	2,226	14,08
НР 400 × 176 ⁺	176	360	396	20	20	15	224	320	290	М 27	108	290	2,238	12,71
НР 400 × 194 ⁺	194	364	398	22	22	15	248	320	290	М 27	110	292	2,25	11,58
НР 400 × 213 ⁺	213	368	400	24	24	15	271	320	290	М 27	112	294	2,262	10,64
НР 400 × 231 ⁺	231	372	402	26	26	15	294	320	290	М 27	114	296	2,274	9,848

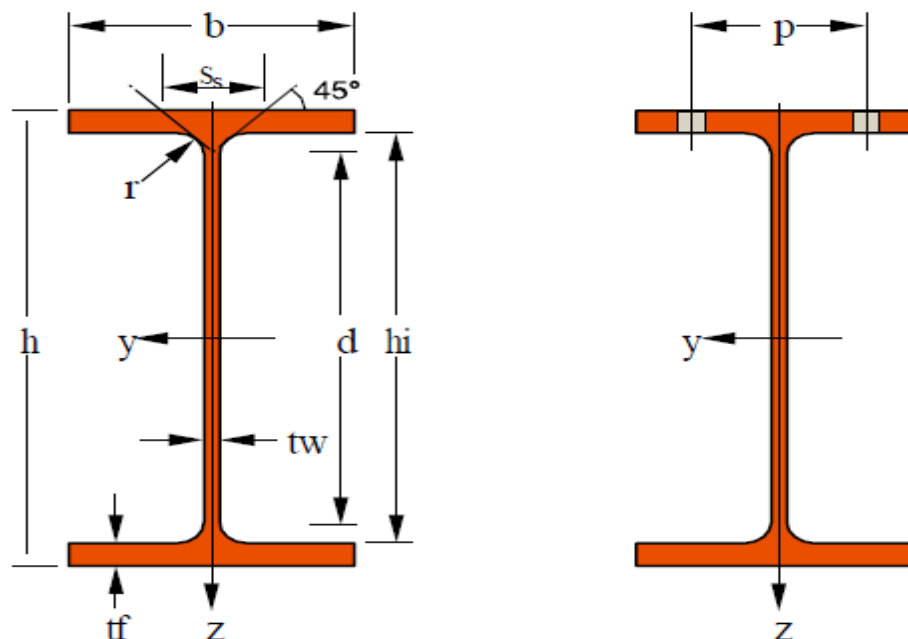
Таблица В.6 – Справочные данные для расчета широкополочной несущей сваи (НР)

Обозначение		Характеристики сечения												Классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HP 200 × 43	42,5	3888	388,8	434,5	8,47	19,85	1294	126,2	193,4	4,89	38,72	17,68	117,9	2	3	4	2	3	4	+	+	
HP 200 × 53	53,5	4977	488	551,3	8,55	24,89	1673	161,7	248,6	4,96	45,62	34,2	155,1	1	2	3	1	2	3	+	+	
HP 220 × 57	57,2	5729	545,6	613,7	8,87	28,63	2079	185,2	285,5	5,34	54,09	44,18	205,4	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HP 260 × 75	75	10650	855,1	958,5	10,56	39,14	3733	281,7	435,1	6,25	64,12	79,29	522,6	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HP 260 × 87	87,3	12590	994,9	1124	10,64	45,12	4455	333,7	516,2	6,33	70,12	115,7	634,2	1	1	3	1	1	3	+	+	+
HP 305 × 79	78,9	16440	1099	1218	12,79	37,06	5326	347,7	531,2	7,28	51,01	51,37	1105	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 305 × 88	88	18420	1221	1360	12,82	41,61	5984	388,9	595,2	7,31	54,81	70,05	1252	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HP 305 × 95	94,9	20040	1320	1474	12,87	44,65	6529	423	648	7,35	57,71	86,69	1375	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HP 305 × 110	110	23560	1531	1720	12,97	51,42	7709	496,2	761,7	7,42	63,91	131,4	1647	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HP 305 × 126	126	27410	1755	1986	13,06	58,91	9002	575,4	885,2	7,49	70,51	194,3	1951	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 305 × 149	149	33070	2076	2370	13,2	69,62	10910	690,5	1066	7,58	79,81	314,2	2414	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 180	180	40970	2508	2897	13,37	84,39	13550	847,4	1313	7,69	92,21	541,7	3077	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 186	186	42610	2596	3003	13,41	86,95	14140	881,5	1366	7,73	94,51	593,7	3230	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 305 × 223	223	52700	3119	3653	13,62	104,4	17580	1079	1680	7,87	108,9	998,4	4138	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 320 × 88	88,5	18740	1237	1379	12,9	47,66	5634	370,6	572,1	7,07	67,6	99,04	1190	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HP 320 × 103	103	22050	1437	1611	12,97	54,84	6704	438,2	677,3	7,15	73,6	142,3	1435	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HP 320 × 117	117	25480	1638	1849	13,06	62,1	7815	507,5	785,5	7,23	79,6	198,5	1695	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI

Таблица В.6 – Справочные данные для расчета широкополочной несущей сваи (НР) (продолжение)

Обозначение		Характеристики сечения												Классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HP 320 × 147	147	32670	2048	2338	13,22	76,86	10160	651,3	1011	7,37	91,6	357,1	2263	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 320 × 184	184	42340	2574	2979	13,44	95,76	13330	841,2	1311	7,54	106,6	662	3067	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HP 360 × 109	109	30630	1769	1956	14,86	48,59	10990	592,3	902,9	8,9	56,41	90,73	3053	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 360 × 133	133	37980	2158	2406	14,98	59,22	13680	731,9	1119	8,99	64,81	160,7	3864	3	3	4	3	3	4	+	HI	HI
HP 360 × 152	152	43970	2468	2767	15,07	67,68	15880	844,5	1293	9,05	71,41	236,4	4543	2	3	3	2	3	3	+	HI	HI
HP 360 × 174	174	51010	2823	3186	15,18	77,41	18460	975,6	1497	9,13	78,91	348,5	5360	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 360 × 180	180	53040	2923	3306	15,2	80,52	19140	1011	1552	9,13	81,11	387,2	5583	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 400 × 122	122	34770	1998	2212	14,93	52,89	13850	710,3	1082	9,42	59,57	118,7	3860	3	4	4	3	4	4	+	+	+
HP 400 × 140	140	40270	2288	2547	15,02	60,49	16080	820,2	1252	9,49	65,57	175,3	4534	3	3	4	3	3	4	+	HI	HI
HP 400 × 158	158	45940	2581	2888	15,1	68,17	18370	932,4	1425	9,55	71,57	248	5241	2	3	3	2	3	3	+	HI	HI
HP 400 × 176	176	51770	2876	3235	15,19	75,93	20720	1047	1603	9,61	77,57	338,9	5982	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HP 400 × 194	194	57760	3174	3588	15,28	83,77	23150	1163	1784	9,67	83,57	450,2	6759	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HP 400 × 213	213	63920	3474	3947	15,37	91,69	25640	1282	1969	9,73	89,57	584,2	7574	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HP 400 × 231	231	70260	3777	4312	15,45	99,69	28200	1403	2158	9,79	95,57	743,1	8425	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI

В.4 Европейские широкополочные двутавры (НЭВ)



Размеры: HE A, HE B и HE M 100 – 1000 в соответствии со стандартом EU 53-62;

HE 1000 с GHE>GHEM в соответствии с ASTM A 6/A 6M – 07

HE C в соответствии с PN-H-93452:2005;

HE AA 100-1000 в соответствии со стандартом завода-изготовителя

Допуски: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M

ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 с GHE>GHE M

Требования к поверхности: в соответствии EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.4 – НЭВ

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 100 AA	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA	18,1	128	140	4,3	6	12	23	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,97	12,74
HE 180 AA	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение	Параметры						A мм^2 $\times 10^2$	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r мм		h_i мм	d мм	\emptyset	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
HE 180 C	69,8	190	183	11,5	19	15	89	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,13	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91	188	152	M 27	100	118	1,27	17,77
HE 220 C	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,7
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,9
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,46	9,318
HE 260 AA	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA	61,2	264	280	7	10	24	78	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,8
HE 300 C	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,74	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,81	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,67
HE 360 AA	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,73
HE 400 AA	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение	Параметры						A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,11	13,6
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,28	8,195
HE 600 AA	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 × 337	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 × 399	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,45	6,137
HE 650 AA	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	M 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	286,3	588	534	M 27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21	40	27	373,7	588	534	M 27	132	200	2,468	8,411
HE 650 × 343	343	680	309	25	46	27	437,5	588	534	M 27	138	202	2,5	7,278
HE 650 × 407	407	696	314	29,5	54	27	518,8	588	534	M 27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA	150	670	300	13	17	27	190,9	636	582	M 27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	306,4	636	582	M 27	126	198	2,52	10,48
HE 700 M	301	716	304	21	40	27	383	636	582	M 27	132	200	2,56	8,513
HE 700 × 352	352	728	308	25	46	27	448,6	636	582	M 27	138	200	2,592	7,359
HE 700 × 418	418	744	313	29,5	54	27	531,9	636	582	M 27	142	206	2,635	6,31
HE 800 AA	172	770	300	14	18	30	218,5	734	674	M 27	130	198	2,66	15,51
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03
HE 800 B	262	800	300	17,5	33	30	334,2	734	674	M 27	134	198	2,713	10,34
HE 800 M	317	814	303	21	40	30	404,3	734	674	M 27	138	198	2,746	8,655
HE 800 × 373	373	826	308	25	46	30	474,6	734	674	M 27	144	200	2,782	7,469
HE 800 × 444	444	842	313	30	54	30	566	734	674	M 27	148	206	2,824	6,357
HE 900 AA	198	870	300	15	20	30	252,2	830	770	M 27	130	198	2,858	14,44
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51
HE 900 B	291	900	300	18,5	35	30	371,3	830	770	M 27	134	198	2,911	9,99
HE 900 M	333	910	302	21	40	30	423,6	830	770	M 27	138	198	2,934	8,824
HE 900 × 391	391	922	307	25	46	30	497,7	830	770	M 27	144	200	2,97	7,604
HE 900 × 466	466	938	312	30	54	30	593,7	830	770	M 27	148	204	3,012	6,464
HE 1000 AA	222	970	300	16	21	30	282,2	928	868	M 27	132	198	3,056	13,8

Таблица В.7 – Размеры европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение	Параметры						A $\text{мм}^2 \times 10^2$	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t_w мм	t_f мм	r мм		h_i мм	d мм	\emptyset	p_{\min} мм	p_{\max} мм	A_L $\text{м}^2/\text{м}$	A_G $\text{м}^2/\text{т}$
HE 1000 × 249	249	980	300	16,5	26	30	316,8	928	868	M 27	134	194	3,08	12,37
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	400	928	868	M 27	134	198	3,11	9,905
HE 1000 M	349	1008	302	21	40	30	444,2	928	868	M 27	138	198	3,13	8,978
HE 1000 × 393	393	1016	303	24,4	43,9	30	500,2	928	868	M 27	142	198	3,14	8,01
HE 1000 × 415	415	1020	304	26	46	30	528,7	928	868	M 27	144	198	3,15	7,6
HE 1000 × 438	438	1026	305	26,9	49	30	556	928	868	M 27	146	198	3,17	7,25
HE 1000 × 494	494	1036	309	31	54	30	629,1	928	868	M 27	148	204	3,19	6,47
HE 1000 × 584	584	1056	314	36	64	30	743,7	928	868	M 27	154	208	3,24	5,56

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,3	6,16	1	1	-	1	1	-	+		
HE100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,9	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	+	+	+

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	+		
HE120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	+		
HE140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,5	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	+	+	+
HE160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	+	+	+
HE160 B	42,6	2492	311,5	354	6,78	17,59	889,2	111,2	170	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	+		
HE160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,8	60,21	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE180 C	69,8	5543	583,5	675	7,89	27,3	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	+		
HE200 M	103	10640	967,4	1135	9	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
		G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y}♦$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z}♦$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие				
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 240 AA	47,4	5835	521	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,1	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6	56,1	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	+	+	+
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,6	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	+	+	+
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,6	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	+		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	+	+	+
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,5	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	+		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,9	111,1	719	1728	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7	62,12	62,1	785,4	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	+		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,4	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,3	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	+	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185	1688	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	+		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

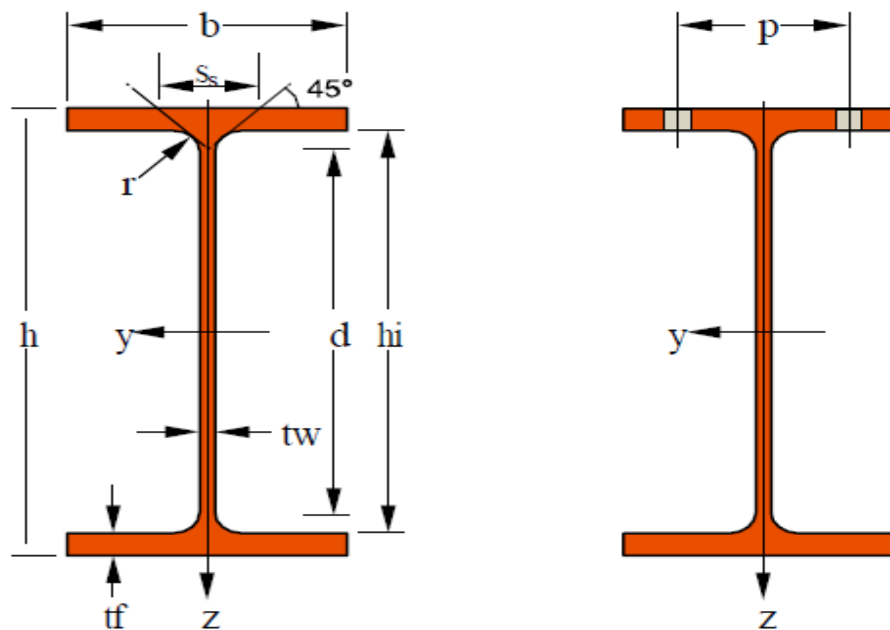
Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} ² мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,4	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108	1512	1	2	3	1	2	3	+	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	+		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	+	+	+
HE340 A	105	27690	1678	1850	14,4	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	+	HI	HI
HE340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,9	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,7	42,17	5410	360,7	553	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	+	+	+
HE360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	+	HI	HI
HE360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,6	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,3	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	+	+	+
HE400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189	2942	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI
HE400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,4	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,7	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,7	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE450 M	263	131500	5501	6331	19,8	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	+	+	+
HE500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	+	HI	HI

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
		G кг/м	I_y мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,y}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_y мм ×10	A_{vz} мм ² ×10 ²	I_z мм ⁴ ×10 ⁴	$W_{el,z}$ мм ³ ×10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ мм ³ ×10 ³	i_z мм ×10	s_s мм	I_t мм ⁴ ×10 ⁴	I_w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие				
		S235	S355	S460	S235	S355	S460															
HE500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE550 B	199	136700	4971	5591	23,2	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	+	+	+
HE600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	+	HI	HI
HE600 × 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE600 × 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,4	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	+	+	+
HE650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE650 B	225	210600	6480	7320	27,12	122	13980	932,3	1441	6,99	109,6	739,2	13360	1	1	1	2	3	4	+	HI	HI
HE650 M	293	281700	8433	9657	27,45	159,7	18980	1245	1936	7,13	132,6	1579	18650	1	1	1	1	1	2	+	HI	HI
HE650 × 343	343	333700	9815	11350	27,62	189,6	22720	1470	2300	7,21	148,6	2442	22730	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE650 × 407	407	405400	11650	13620	27,95	224,8	28020	1785	2803	7,35	169,1	3958	28710	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 AA	150	142700	4260	4840	27,34	100,3	7673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8155	1	1	2	4	4	4	+	+	+
HE700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE700 B	241	256900	7340	8327	28,96	137,1	14440	962,7	1495	6,87	112,6	830,9	16060	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE700 M	301	329300	9198	10540	29,32	169,8	18800	1240	1929	7,01	132,6	1589	21400	1	1	1	1	2	3	+	HI	HI
HE700 × 352	352	389700	10710	12390	29,47	201,6	22510	1461	2293	7,08	148,6	2461	26050	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE700 × 418	418	472500	12700	14840	29,8	239	27760	1774	2797	7,22	169,1	3989	32850	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE800 AA	172	208900	5426	6225	30,92	123,8	8134	542,2	856,6	6,1	85,15	256,8	11450	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI

Таблица В.8 – Справочные данные для расчета европейской широкополочной двутавры (HE) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011						EN 10025- 2:2004	EN 10025- 4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось Z-Z														
	G кг/м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE800 В	262	359100	8977	10230	32,78	161,8	14900	993,6	1553	6,68	118,6	946	21840	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE800 М	317	442600	10870	12490	33,09	194,3	18630	1230	1930	6,79	136,1	1646	27780	1	1	1	1	3	4	+	HI	HI
HE800 × 373	373	523900	12690	14700	33,23	230,3	22530	1463	2311	6,89	152,1	2554	34070	1	1	1	1	2	2	+	HI	
HE800 × 444	444	634500	15070	17640	33,48	276,5	27800	1776	2827	7,01	173,1	4180	42840	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HE900 АА	198	301100	6923	7999	34,55	147,2	9041	602,8	957,7	5,99	90,15	334,9	16260	1	1	1	4	4	4	+	+	+
HE900 А	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,5	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE900 В	291	494100	10980	12580	36,48	188,8	15820	1050	1658	6,53	123,6	1137	29460	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE900 М	333	570400	12540	14440	36,7	214,4	18450	1220	1929	6,6	136,1	1671	34750	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HE900 × 391	391	674300	14630	16990	36,81	254,3	22320	1454	2312	6,7	152,1	2597	42560	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HE900 × 466	466	814900	17380	20380	37,05	305,3	27560	1767	2832	6,81	173,1	4256	53400	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HE1000 АА	222	406500	8380	9777	37,95	172,2	9501	633,4	1016	5,8	93,15	403,4	21280	1	1	-	4	4	-	+		
HE1000 ×249	249	481100	9818	11350	38,97	180,7	11750	784	1245	6,09	103,6	584,4	26620	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 А	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 В	314	644700	12890	14860	40,15	212,5	16280	1085	1716	6,38	126,1	1254	37640	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HE1000 М	349	722300	14330	16570	40,32	235	18460	1222	1940	6,45	136,1	1701	43020	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HE1000 ×393	393	807700	15900	18540	40,18	271,3	20500	1353	2168	6,4	147,3	2332	48080	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HE1000 ×415	415	853100	16728	19571	40,17	288,6	21710	1428	2298	6,41	153,1	2713	51080	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HE1000 ×438	438	909200	17720	20750	40,43	299,9	23360	1531	2463	6,48	160	3190	55290	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HE1000 ×494	494	1028000	19845	23413	40,42	344,5	26820	1736	2818	6,53	174,1	4433	64010	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HE1000 ×584	584	1246100	23600	28039	40,93	403,2	33430	2130	3475	6,7	199,1	7230	81240	1	1	1	1	1	2	+	HI	

В.7 Европейские расширенные широкополочные двутавры (HL)

Размеры: ASTM A 6/A 6M - 07

Допуски: ASTM A 6/A 6M - 07

Состояние поверхности: в соответствии с EN 10163-3:2004, класс C, подкласс 1

Рисунок В.7 – HL

Таблица В.14 – Размеры европейской расширенной широкополочной двутавры (HL)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HL 920 × 588	588	975	427	31	55,9	19	748,1	863,2	825,2	M 27	138	322	3,563	6,068
HL 920 × 656	656	987	431	34,5	62	19	835,3	863	825	M 27	144	320	3,596	5,485
HL 920 × 725	725	999	434	38,1	68,1	19	922,9	862,8	824,8	M 27	148	323	3,625	5,004
HL 920 × 787	787	1011	437	40,9	73,9	19	1002	863,2	825,2	M 27	152	326	3,656	4,647
HL 920 × 970	970	1043	446	50	89,9	19	1237	863,2	825,2	M 27	160	334	3,737	3,85
HL 1000 AA	296	982	400	16,5	27,1	30	377,6	928	868	M 27	134	294	3,479	11,74
HL 1000 A	321	990	400	16,5	31	30	408,8	928	868	M 27	134	294	3,495	10,89
HL 1000 B	371	1000	400	19	36,1	30	472,8	928	868	M 27	136	294	3,51	9,458
HL 1000 M	412	1008	402	21,1	40	30	525,1	928	868	M 27	140	296	3,53	8,564
HL 1000 × 443	443	1012	402	23,6	41,9	30	563,7	928,2	868,2	M 27	142	296	3,533	7,985
HL 1000 × 483	483	1020	404	25,4	46	30	615,1	928	868	M 27	144	298	3,554	7,36
HL 1000 × 539	539	1030	407	28,4	51,1	30	687,2	927,8	867,8	M 27	146	302	3,58	6,636
HL 1000 × 554	554	1032	408	29,5	52	30	705,8	928	868	M 27	150	296	3,585	6,471
HL 1000 × 591	591	1040	409	31	55,9	30	752,7	928,2	868,2	M 27	148	304	3,602	6,097
HL 1000 × 642	642	1048	412	34	60	30	817,6	928	868	M 27	154	300	3,624	5,647
HL 1000 × 748	748	1068	417	39	70	30	953,4	928	868	M 27	160	304	3,674	4,909
HL 1000 × 883	883	1092	424	45,5	82	30	1125	928	868	M 27	166	312	3,737	4,231
HL 1100 A	343	1090	400	18	31	20	436,5	1028	988	M 27	116	294	3,71	10,83
HL 1100 B	390	1100	400	20	36	20	497	1028	988	M 27	118	294	3,726	9,549
HL 1100 M	433	1108	402	22	40	20	551,2	1028	988	M 27	120	296	3,746	8,657
HL 1100 R	499	1118	405	26	45	20	635,2	1028	988	M 27	124	300	3,77	7,56
HL 920 × 588	588	975	427	31	55,9	19	748,1	863,2	825,2	M 27	138	322	3,563	6,068

Таблица В.14 – Размеры европейской расширенной широкополочной двутавры (НЛ) (продолжение)

Обозначение		Параметры					A мм ² ×10 ²	Конструкционные размеры					Площадь поверхности	
	G кг/м	h мм	b мм	t _w мм	t _f мм	r мм		h _i мм	d мм	Ø	p _{min} мм	p _{max} мм	A _L м ² /м	A _G м ² /т
HL 920 × 656	656	987	431	34,5	62	19	835,3	863	825	M 27	144	320	3,596	5,485
HL 920 × 725	725	999	434	38,1	68,1	19	922,9	862,8	824,8	M 27	148	323	3,625	5,004
HL 920 × 787	787	1011	437	40,9	73,9	19	1002	863,2	825,2	M 27	152	326	3,656	4,647
HL 920 × 970	970	1043	446	50	89,9	19	1237	863,2	825,2	M 27	160	334	3,737	3,85
HL 1000 AA	296	982	400	16,5	27,1	30	377,6	928	868	M 27	134	294	3,479	11,74
HL 1000 A	321	990	400	16,5	31	30	408,8	928	868	M 27	134	294	3,495	10,89
HL 1000 B	371	1000	400	19	36,1	30	472,8	928	868	M 27	136	294	3,51	9,458
HL 1000 M	412	1008	402	21,1	40	30	525,1	928	868	M 27	140	296	3,53	8,564
HL 1000 × 443	443	1012	402	23,6	41,9	30	563,7	928,2	868,2	M 27	142	296	3,533	7,985
HL 1000 × 483	483	1020	404	25,4	46	30	615,1	928	868	M 27	144	298	3,554	7,36
HL 1000 × 539	539	1030	407	28,4	51,1	30	687,2	927,8	867,8	M 27	146	302	3,58	6,636
HL 1000 × 554	554	1032	408	29,5	52	30	705,8	928	868	M 27	150	296	3,585	6,471
HL 1000 × 591	591	1040	409	31	55,9	30	752,7	928,2	868,2	M 27	148	304	3,602	6,097
HL 1000 × 642	642	1048	412	34	60	30	817,6	928	868	M 27	154	300	3,624	5,647
HL 1000 × 748	748	1068	417	39	70	30	953,4	928	868	M 27	160	304	3,674	4,909
HL 1000 × 883	883	1092	424	45,5	82	30	1125	928	868	M 27	166	312	3,737	4,231
HL 1100 A	343	1090	400	18	31	20	436,5	1028	988	M 27	116	294	3,71	10,83
HL 1100 B	390	1100	400	20	36	20	497	1028	988	M 27	118	294	3,726	9,549

Таблица В.15 – Справочные данные для расчета европейской расширенной широкополочной двутавры (HL)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/ м	I _y мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} мм ³ ×10 ³	W _{pl,y} ◆ мм ³ ×10 ³	i _y мм ×10	A _{vz} мм ² ×10 ²	I _z мм ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} мм ³ ×10 ³	W _{pl,z} ◆ мм ³ ×10 ³	i _z мм ×10	s _s мм	I _t мм ⁴ ×10 ⁴	I _w мм ⁶ ×10 ⁹	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HL 920 × 342	342	624900	13700	15450	37,85	190,1	39010	1867	2882	9,46	111,4	1193	75410	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 365	365	670500	14640	16520	38	200,4	42120	2011	3106	9,52	117	1446	81730	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 387	387	718300	15600	17630	38,17	210,9	45280	2156	3332	9,58	122,6	1734	88370	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 417	417	787600	16970	19210	38,46	223,9	50070	2373	3668	9,7	130,4	2200	98540	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 446	440	846800	18150	20600	38,56	239,1	53980	2552	3951	9,73	137,5	2685	106700	1	1	1	2	3	4	+	HI	
HL 920 × 488	488	935400	19860	22610	38,8	259,3	59010	2797	4336	9,75	148	3514	117900	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HL 920 × 534	534	1031000	21710	24830	38,94	284,8	65560	3085	4796	9,82	158,7	4542	132100	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 920 × 585	585	1143000	23810	27360	39,16	312	72770	3408	5310	9,88	170,9	5932	148200	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 653	653	1292000	26590	30730	39,41	348,7	83050	3854	6022	9,99	186,6	8124	171300	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 784	784	1593000	31980	37340	39,95	417,6	103300	4728	7424	10,18	216,8	13730	218500	1	1	-	1	1	-	○		
HL 920 × 967	967	2033000	39540	46810	40,64	517,1	133900	6003	9486	10,43	257,9	24930	292400	1	1	-	1	1	-	○		
HL 920 × 344	344	645000	13920	15700	38,41	188	39010	1867	2880	9,45	105,6	1159	78120	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 368	368	692200	14870	16790	38,56	198,2	42120	2010	3104	9,51	111,2	1408	84670	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 390	390	741700	15850	17920	38,74	208,6	45270	2156	3331	9,57	116,8	1691	91550	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 420	420	813300	17250	19530	39,02	221,5	50070	2373	3667	9,68	124,6	2151	102100	1	1	1	2	4	4	+	HI	HI
HL 920 × 449	449	874700	18450	20950	39,13	236,6	53970	2552	3949	9,72	131,7	2627	110600	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 920 × 491	491	966300	20200	23000	39,37	256,6	59000	2796	4335	9,73	142,2	3441	122200	1	1	1	1	3	4	+	HI	
HL 920 × 537	537	1066000	22080	25270	39,51	282,1	65550	3085	4795	9,8	152,9	4447	136900	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 920 × 588	588	1181000	24230	27840	39,74	309,3	72760	3408	5310	9,86	165,1	5860	153200	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 656	656	1335000	27060	31270	39,98	345,8	83040	3853	6022	9,97	180,8	7950	177600	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 920 × 725	725	1492000	29880	34740	40,21	383,6	93200	4295	6734	10,05	196,6	10570	201900	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 787	787	1646000	32560	38010	40,53	414,5	103300	4728	7425	10,15	211	13430	226800	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 920 × 970	970	2100000	40270	47660	41,21	513,8	133900	6002	9490	10,4	252,1	24320	304000	1	1	1	1	1	1	+	HI	

Таблица В.15 – Справочные данные для расчета европейской расширенной широкополочной двутавры (НЛ) (продолжение)

Обозначение		Справочные значения												Классификация по СН РК EN 1993-1- 1:2005/2011						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001
		ось у-у						ось z-z														
	G кг/ м	I_y $\text{мм}^4 \times 10^4$	$W_{el,y}$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	$W_{pl,y} \blacklozenge$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	i_y мм $\times 10$	A_{vz} $\text{мм}^2 \times 10^2$	I_z $\text{мм}^4 \times 10^4$	$W_{el,z}$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	$W_{pl,z} \blacklozenge$ $\text{мм}^3 \times 10^3$	i_z мм $\times 10$	s_s мм	I_t $\text{мм}^4 \times 10^4$	I_w $\text{мм}^6 \times 10^9$	чистый изгиб у-у			чистое сжатие					
														S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HL 1000 AA	296	620300	12630	14260	40,53	181,5	28960	1448	2243	8,76	105,8	762,6	65900	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 A	321	696400	14070	15800	41,27	184,6	33120	1656	2555	9	113,6	1021	76030	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 B	371	813700	16270	18360	41,49	212,5	38580	1929	2984	9,03	126,3	1575	89440	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1000 M	412	910500	18070	20460	41,64	236	43400	2160	3349	9,09	136,2	2134	101500	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI
HL 1000 × 443	443	966500	19100	21780	41,41	261,8	45500	2264	3529	8,98	142,5	2545	106700	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 1000 × 483	483	1067000	20930	23920	41,66	282,7	50710	2510	3919	9,08	152,5	3311	119900	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 1000 × 539	539	1203000	23350	26820	41,83	316,4	57630	2832	4436	9,16	165,7	4546	137600	1	1	1	1	2	4	+	HI	
HL 1000 × 554	554	1232000	23880	27500	41,79	328	59100	2897	4547	9,15	168,6	4860	141300	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 1000 × 591	591	1331000	25600	29530	42,05	346,3	64010	3130	4916	9,22	177,9	5927	154300	1	1	1	1	2	3	+	HI	
HL 1000 × 642	642	1451000	27680	32100	42,12	379,6	70280	3412	5379	9,27	189,1	7440	170700	1	1	1	1	1	2	+	HI	
HL 1000 × 748	748	1732000	32430	37880	42,62	438,9	85110	4082	6459	9,45	214,1	11670	210600	1	1	1	1	1	1	+	HI	
HL 1000 × 883	883	2096000	38390	45260	43,16	516,5	105000	4952	7874	9,66	244,6	18750	265700	1	1	-	1	1	-	○		
HL 1100 A	343	867400	15920	18060	44,58	206,5	33120	1656	2568	8,71	103,4	1037	92710	1	1	2	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 B	390	1005000	18280	20780	44,98	230,6	38480	1924	2988	8,8	115,4	1564	108700	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 M	433	1126000	20320	23160	45,19	254,4	43410	2160	3362	8,87	125,4	2130	123500	1	1	1	4	4	4	+	HI	HI
HL 1100 R	499	1294000	23150	26600	45,14	300,4	49980	2468	3870	8,87	139,4	3135	143400	1	1	1	2	4	4	+	HI	
HL 920 × 342	342	624900	13700	15450	37,85	190,1	39010	1867	2882	9,46	111,4	1193	75410	1	1	1	3	4	4	+	HI	HI

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Боровиков А.Г. Проектирование и расчет сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов. Томск 2007
2. Быстров В.А. Совершенствование конструкций и расчета элементов сталежелезобетонных мостов. Ленинград 1987
3. Ефимов П.П. Балочные сплошные цельнометаллические и сталежелезобетонные мосты. Москва 2007
4. Картопольцев В.М. Бистальные и бисталежелезобетонные балки пролетных строений. Томск 1986
5. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты. Москва 1965
6. СНиП 2.05.03 – 84. Мосты и трубы. Москва 1996
7. Furtak K. Mosty zespolone (Композитные мосты). PWN. Warszawa 1999
8. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete (Композитные конструкции из стали и бетона). USA, 2004
9. Strasky J., Cobo Arco D., Novotny P., Raventos I. Prestressed concrete technology in a desing of the Bridge across the River Ebro, Spain (Применение сборного железобетона при проектировании моста через реку Эбро, Испания), fib Symposium Praque 2011
10. Starosolski W. Konstrukcje zelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych (Железобетонные конструкции в соответствии с Еврокодом 2 и связанных норм). PWN. Warszawa 2011
11. Karlikowski J., Madaj A., Wolowicki W. Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe (Мостовые сталежелезобетонные конструкции). WKL Warszawa 2007
12. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №8/2006
13. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №3/2010
14. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №5/2011
15. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №4/2011
16. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №7/2006
17. Stahlbau (Стальные конструкции) . Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №6/2004
18. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №12/2009
19. Stahlbau (Стальные конструкции). Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №2/2006
20. Stahlbau (Стальные конструкции) . Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. №12/2011
21. Beton und Stahlbetonbau (Бетон и железобетон). №12/1987 Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin

22. J.Raoul, L.Davaine EN 1994 Part 2. Composite bridges (Сталежелезобетонные мосты). Brussels 2008
23. Eurocodes 3 and 4 – Application to steel-concrete composite road Bridges (Применение сталежелезобетона в автодорожных мостах) (www.setra.equipement.gouv.fr/In-English.html)
24. ГОСТ 26020 -83 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
25. ГОСТ 8239 -89 Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
26. DIN 1025-1:1995 Warmgewalzte I-Träger (Горячекатаные двутавры) - Teil 1: Schmale I-Träger, I-Reihe - Maße, Masse, Statische Werte.
27. EN 10024:1995 Hot rolled taper flange "I" sections. Tolerances on shape and dimensions.
28. EN 10163-3:2004 Delivery Requirements For Surface Condition Of Hot-rolled Steel Plates, Wide Flats And Sections - Part 3: Sections.
29. EN 10034:1993 Steel «I» and «H» Sections. Tolerances on Shape and Dimensions.
30. ASTM A 6/A 6M – 07 Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling.
31. PN-H-93452:2005 Dwuteowniki stalowe szerokostopowe walcowane na gorąco – Wymiary (Горячекатаные стальные широкополочные двутавры - сортамент).

УДК 624.0

МКС 91.080.01

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, основы проектирования, расчет конструкций, долговечность, предельные состояния по несущей способности, предельные состояния по эксплуатационной пригодности

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 04-02.1-2012

**КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КӨПРЛЕР 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
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 04-02.1-2012

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ.
ЧАСТЬ. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная