

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**

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.  
БОЛАТ КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ.**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ МОСТЫ**

**ҚР НТҚ-03-02.1-2012  
(1993-2:2006/2011 ҚР ҚН EN әзірленген)  
НТП РК-03-02.1-2012  
(к СН РК EN 1993-2:2006/2011)**

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, «Астана Строй-Консалтинг» 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. **ПОДГОТОВЛЕН:** АО «КазНИИСА», ТОО «Астана Строй-Консалтинг»
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

<b>КІРІСПЕ .....</b>	<b>IX</b>
<b>1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР .....</b>	<b>1</b>
1.1 Қолданылу саласы .....	1
1.2 Нормативтік сілтемелер .....	2
1.3 Рұқсаттар .....	4
1.4 Қағидалар мен ережелер арасындағы айырмашылықтар .....	4
1.5 Терминдер және анықтамалар .....	5
1.6 Шартты белгілер .....	6
1.7 [СН РК EN 1993-1-1] Осьті конструкция элементтерінің шартты белгілері .....	7
<b>2 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ .....</b>	<b>9</b>
2.1 Талаптар .....	9
2.1.1 Жалпы талаптар .....	9
2.1.2 Беріктілікті қамтамасыз ету .....	9
2.1.3 Конструкцияның пайдалану мерзімі, сенімділігі мен беріктілігі .....	10
2.2 Шекті күйлер бойынша есептеулер .....	11
2.3 Негізгі айнымалылар .....	12
2.3.1 Жүктемелер мен әсерлер .....	12
2.4 Жеке коэффициенті әдісімен тексеру .....	12
2.5 Сынаулармен бірге кешенде жобалау .....	13
<b>3 МАТЕРИАЛДАР .....</b>	<b>14</b>
3.1 Жалпы ережелер .....	14
3.2 Конструкциялық болат .....	14
3.2.1 Материалдың сипаттамалары .....	14
3.2.2 Созылымдылығына қойылатын талаптар .....	15
3.2.3 Бұзылудың тұтқырлығы .....	15
3.2.4 Илем қалыңдығының бойлық қасиеттері .....	16
3.2.5 Рұқсаттар .....	19
3.2.6 Материал бойынша коэффициенттердің есептік мәндері .....	19
3.3 Қосылыстар элементтері .....	19
3.3.1 Бекіту бөлшектері .....	19
3.3.2 Дәнекерлеуге кететін шығын материалдары .....	20
3.4 Тростар және созылуға жұмыс жасайтын басқа да элементтер .....	21
3.5 Тірек элементтері .....	21
3.6 Көпірдің басқа да элементтері .....	21
<b>4 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ .....</b>	<b>22</b>
4.1 Жалпы ережелер .....	22
4.2 Негізгі басқару принциптері .....	22
4.3 Алмастырылатын элементтердің жобалауы .....	23

<b>5 КӨПР ҚҰРЫЛҒЫЛАРЫНЫҢ ЕСЕБІ.....</b>	<b>25</b>
5.1 Есептеу үшін құрылғыларды моделдеу .....	25
5.1.1 Конструкцияларды моделдеу және негізгі есепті жорамалдар пішіндеу	25
5.1.2 Қосылыстарды үлгілеу .....	28
5.1.3 Құрылыстар мен негіздемелердің өзара әрекеттесуі.....	28
5.2 Жалпы есептеу .....	28
5.2.1 Құрылыстың деформацияланған геометриялық сұлбасының әсер ету нәтижесі .....	28
5.2.2 Фермалардың құрылымдық орнықтылығы.....	30
5.3 Құрылыс ақауларын есептеу.....	35
5.3.1 Жалпы ереже .....	35
5.3.2 Фермерлердің жалпы есебі үшін жетіспеушілік.....	35
5.3.3 Қаттылық байланыстары жүйесін талау үшін жетістіктер.....	38
5.3.4 Элементтердің ақаулары .....	39
5.4 Материалдарды деформациялаудың желілігі емес есебімен талдау әдістері...	39
5.4.1 Жалпы әдістер .....	39
5.4.2 Жалпы қатты есеп.....	40
5.5 Көлденең қиылыстардың жіктелуі .....	40
5.5.1 Негізгі ережелер .....	40
5.5.2 Жіктелуі .....	41
<b>6 САЛМАҚ ТҮСЕТІН ҚАБІЛЕТТІЛІКТІҢ ШЕКТІ КҮЙЛЕРІ .....</b>	<b>43</b>
6.1 Жалпы ережелер .....	43
6.2 Көлденең қималардың тірегінші қабілеті.....	44
6.2.1 Жалпы ережелер .....	44
6.2.2 Қималардың сипаттары.....	46
МЫСАЛ 3 Қораптық кесіктің тиімді бөрене ені .....	51
МЫСАЛ 4 Тұрақталған бой аралық жаяу көпірінің тиімді кесігін есептеу .....	54
МЫСАЛ 5 Жаяу жүргіншілер көпірі.....	60
6.2.3 Созылуы.....	67
МЫСАЛ 6 Созылу кезінде бұрыштар .....	69
6.2.4 Қысылу.....	69
МЫСАЛ 7 Қысу кезіндегі әмбебап ұстын .....	70
6.2.5 Иілісті сәті .....	72
6.2.6 Жылжу .....	72
МЫСАЛ 8 Көлденең қатаң қырларсыз арқалық .....	73
МЫСАЛ 9 Қаттылықтың ұзындық бойындағы қабырғалары бар бөрене .....	74
6.2.7 Бұрау .....	75
6.2.8 Иіліс, ості жүктеме, жылжуы мен көлденең жүктеме.....	77
6.2.9 Иілу және жылжу.....	77
МЫСАЛ 10 Жылжусыз 2 классты екітаврлы арқалықтың көлденең қиылысы үшін жылжу мен сәттің өзара әрекеттесуі.....	78
МЫСАЛ 11 Қаттылықтың бойлық қабырғалары бар қорап арқалықтың сөресі .....	79
6.2.10 Иіліс және білікті күш.....	80

МЫСАЛ 12 Момент және білікті күштің біріккен әсері астында 2 класстың көлденең қимасымен қос таврлы бөрененің кішірейген кедергі келтіру моментінің есептеуі .	83
6.2.11 Иіліс, жылжу және білікті күш.....	85
6.3 Бойлық иіліске элементтердің кедергісі.....	85
6.3.1 Біркелкі элементтердің қысылуы.....	85
6.3.2 Біркелкі элементтер – иіліс.....	88
6.3.3 Біркелкі элементтер – иілістер және білікті қысылу.....	90
ПРИМЕР 13 Көпірдің арқалығындағы екітаврлы қималардан тұратын момент және осьті күш әрекеті.....	91
6.3.4 Бұраумен бойлық иілуде және конструкциялық элементтердің бүйірлеу бақырайтуында орнықтылықтың жоғалтуын анықтаудың жалпы әдісі .....	93
МЫСАЛ 14 Ортасында жүріп өтетін жолы бар көпір .....	99
МЫСАЛ 15 Көлденең байланыстардың қаттылығы мен беріктігі .....	101
6.4 Қысуға жұмыс істейтін ұрылымдық элементтер.....	102
6.5 Қабырғалар төзімділігі .....	102
<b>7 ҚАЛЫПТЫ ПАЙДАЛАНУҒА ЖАРАМДЫЛЫҚ БОЙЫНША АҚЫРҒЫ ЖАҒДАЙЫ .....</b>	<b>104</b>
7.1 Жалпы ережелер .....	104
7.2 Есептеу моделдері .....	105
7.3 Қысым көлемдері.....	105
7.4 Бөрене қабырғасының жергілікті қайталанатын тасыраюы.....	106
Мысал 16 Қайталанатын жергілікті тасыраюна бекітілмеген қабырғаны тексеру ..	107
7.5 Саңылауларды өлшеу үшін қуыс бұрғыны пайдалану .....	108
7.6 Көріп қабылдау көлемі.....	108
7.7 Теміржол кғөпірлерінің пайдалану сипаттамалары .....	109
7.8 Көліктік көпірлердің пайдалану сипаттамалары.....	109
7.8.1 Жалпы ережелер .....	109
7.8.2 Динамикалық әсер етуін азайту үшін жүру жолының теңдігінің шекті шамадан ауытқуы .....	109
7.8.3 Анық естілудің нәтижесі.....	110
7.9 Жаяу жүру көпірлерінің пайдалану сипаттамалары .....	110
7.10 Желдік күш қуат параметрлері.....	110
7.11 Қосынды құрамдар мен беткі жағының қолжетімділігі.....	111
7.12 Сусіңгіш жүйе .....	111
<b>8 БЕКІТУ ЭЛЕМЕНТТЕРІ, ДӘНЕКЕРЛЕНГЕН ТІГІСТЕР, ҚОСЫНДЫЛАР МЕН ЖІКТЕРІ .....</b>	<b>112</b>
8.1 Бұранды, бекітпелі, топсалы қосындылар.....	112
8.1.1 Бұранды қосындылар категориясы .....	112
8.1.2 Бұрандамалар мен бекітпелердің тесіктерінің орналасуы.....	113
8.1.3 Бөлек бекітпелі құрамдардың есептік қабілеті.....	114
8.1.4 Бекітпе топтары.....	114
8.1.5 Ұзын өлшемді қосындылар.....	114

8.1.6	8.8 және 10.9 бұрандамаларының қолданылуы арқылы ауытқуға тойтарыс беру.....	115
8.1.7	Бекітпе бөлшектер үшін тесіктердің есебі .....	116
8.1.8	Жұлып алушы күштер .....	116
8.1.9	Көтеру қабілеті бойынша бірінші шекті күйде бекіткіштердің арасындағы күштердің үлестірілуі.....	117
8.1.10	Штифтік қосу .....	117
МЫСАЛ 17 Айқастыра істелінген бұрандалы қосулары бар бөренені есептеу.....		117
8.2	Дәнекер қосындылар .....	121
8.2.1	Геометрия және көлемдері.....	121
8.2.2	Құрыштан жасалған астардың қолдануымен дәнекерлеу .....	122
8.2.3	Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің есепті көтеру қабілеті.....	122
8.2.4	Үздіксіз бұрыштық дәнекер жігінің есепті кедергісі .....	123
8.2.5	Түйістіру дәнекер жігінің есепті кедергісі .....	123
8.2.6	Нүктелік дәнекер жігінің есепті кедергісі .....	124
8.2.7	Күштердің үлестірілуі .....	124
8.2.8	Нығыздалған сөрелермен қосу .....	124
8.2.9	Ұзын қосулар.....	124
8.2.10	Бұрыштық дәнекер жігі немесе ортадан тыс жүктемесімен толық емес ерітумен біржақты түйістіру тігісі .....	125
8.2.11	Бір сөремен бірлестірілген бұрыштар .....	125
8.2.12	Суық штампылауды аймақтағы дәнекерлеу .....	126
8.2.13	Қоставр профильдерінен құрылыс құралымдарының қосу талдауы. ....	126
8.2.14	Тұйықталған профильдердің қосулары .....	126
МЫСАЛ 18 Қаттылық қырының жүк көтергіш дәнекер жіктерінің есептеуі .....		127
<b>9 ШАРШАУ БАҒАСЫ.....</b>		<b>129</b>
9.1	Жалпы ережелер .....	129
9.1.1	Шаршау бағасына қойылатын талаптар .....	129
9.1.2	Шаршауға автомобиль жолының көпірлерінің есептеуі .....	129
9.1.3	Шаршауға теміржол көпірлерінің есептеуі.....	129
9.2	Әлсіз жүктеу.....	129
9.3	Шаршауды тексеру үшін сенімділік коэффициенттері.....	130
9.4	Әлсіздіктегі кернеулердің амплитудасы .....	131
9.4.1	Жалпы ережелер .....	131
9.4.2	Шаршауды талдау.....	131
9.5	Шаршауды бағаның реті .....	132
9.5.1	Шаршаудың бағасы .....	132
9.5.2	Автомобиль жолының көпірлері үшін бұзылуды баламалықтың коэффициенттері.....	132
9.5.3	Теміржол көпірлері үшін бұзылуды баламалықтың коэффициенттері. ....	132
9.5.4	Кернеудің жергілікті және глобалді диапазондарынан бұзылудың комбинациясы .....	133
9.6	Әлсізберіктік .....	133

МЫСАЛ 19 ҚР ҚН EN 1993-1-9 S-Нсы негізгі қисық әлсіздіктерді қолдану .....	134
МЫСАЛ 20 ҚР ҚН EN 1993-1-9 А Қосымшасынан ережені қолданып Пальмгрен-Майнерасының бұзылуларды жинақтауы шаршауды бағалау .....	135
МЫСАЛ 21 Автокөліктік көпірге $\lambda_2$ көліктің қозғалыстың қарқынды коэффициентін есептеу .....	136
<b>10 СЫНАУ НЕГІЗІНДЕГІ ЖОБАЛАУ .....</b>	<b>139</b>
10.1 Жалпы ережелер .....	139
10.2 Сынау түрлері .....	139
10.3 Сынауларда көпірлерге аэродинамикалық әсердің бақылауы .....	139
<b>А Қосымшасы (ақпараттық) Тіреуіш бөлшектерінің техникалық сипаттамасы .....</b>	<b>140</b>
<b>Б Қосымшасы (ақпараттық) Автомобиль жолының көпірлері үшін өтемақы қосулары үшін техникалық сипаттамалар .....</b>	<b>141</b>
<b>В Қосымшасы (ақпараттық) Құрыштан жасалған көпірлердің төселген көше төсеніштерінің құрастыруы бойынша ұсыныстар .....</b>	<b>142</b>
В.1 Автокөліктік көпірлер .....	142
В.1.1 Жалпы ережелер .....	142
В.1.2 Төселген көше төсеніштің тақталары .....	142
В.1.3 Қаттылық қырлары .....	143
В.1.4 Көлденең бөренелер .....	144
В.2 Теміржол көпірлері .....	145
<b>Г Қосымшасы (ақпараттық) Геометриялық кемеліне жетпегендер үшін Көпірлердегі және кіру рұқсаттарын элементтердің орнықтылығының бағасының жанында есептік ұзындықтар .....</b>	<b>146</b>
Г.1 Жалпы ережелер .....	146
Г.2 Фермалар .....	146
Г.2.1 Бітелген аяқтармен тік және диагональді элементтер .....	146
Г.2.2 Раманың бір бөліктері болатын тік элементтер .....	147
Г.2.3 Диагональдердің жазықтығынан орнықтылығы .....	148
Г.2.4 Қысылған Көпір белдіктері жоғарғы көлденең байланыстарсыз .....	148
Г.3 Арка тәрізді көпірлер .....	149
Г.3.1 жалпы ережелер .....	149
Г.3.2 Жазықтықтағы орнықтылығы .....	149
Г.3.3 Еркін тұратын аркалар үшін жазықтықтың орнықтылығы .....	151
Г.3.4 Желдің байланыстары бар аркалардың жазықтығынан орнықтылығы және шеткі порталды фермалары .....	151
Г.3.5 Екінші реттің есептеуіндегі қолдану үшін доғаның кемеліне жетпегендер .....	151
<b>Д Қосымшасы (ақпараттық) Доңғалақты жүктеменің автомобиль жолының көпірлері және жаһанды жүктемелердің көлік құралдарының қозғалысынан құрамалы әсері .....</b>	<b>152</b>

## КІРІСПЕ

Осы нормативті-техникалық құралды «Астана Құрылыс-Консалтинг» ЖШС-і «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау институты» Акционерлік қоғамымен («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) жасаған келісімшарт бойынша дайындаған.

Осы нормативті-техникалық құрал «Болат конструкцияларды жобалау – 2 бөлім: Болат көпірлер» ҚР ҚН EN 1993-2 ережелерін дамытуға, болат көпірлердің құрылыстық жобалануына арналған.

Осы нормативті-техникалық құралы Еурокод 3-ке ұқсас ҚР ҚН EN 1993 Қазақстан Республикасының құрылыстық нормаларына нормативті- техникалық құралдар тобының бір бөлігі болып табылады.

ҚР ҚН EN 1993 –ке нормативті-техникалық құралының тобы – бұл ішінде келесілері келтірілген нормативті-техникалық құжаттардың тізімі: ҚР ҚН EN 1993 Қағидалары мен Ережелеріне сәйкес болат конструкцияларды құру мен есептеуге ұсыныстар; нормативті сілтемелік ақпаратты түсіндіру; қосымша анықтамалық ақпарат.

ҚР ҚН EN 1993-ке нормативті-техникалық құралдардың ережелері болат конструкциялардың жарамдылығы, ұзақ мерзімділігі мен отқа төзімділігінің пайдаланушылық қабілеттіліктерін салмақ түсетін талаптарды ғана қамтиды. Басқа талаптар ҚР ҚН EN 1993 нормативті-техникалық құралдарда көрсетілмеген.

ҚР ҚН EN 1993 нормативті-техникалық құралдарын келесі нормативті-техникалық құжаттармен бірге қолдануға болмайды:

- ҚР ҚН EN 1990- НТҚ;
- ҚР ҚН EN 1991 - НТҚ;
- ҚР ҚН EN 1992 - ҚР ҚН EN 1999 - НТҚ, болат конструкциялар немесе олардың элементтері есебінен тікелей жанап өтетін бөлімдерінде;
- EN, ETAG, ETA стандарттары және болат конструкцияларға жатқызылатын құрылыстық бұйымдарға басқа да сәйкес келетін стандарттар.

ҚР ҚН EN 1993 нормативті-техникалық құралдарын әзірлеу кезіндегі негізгі құжаттар, ҚР ҚН EN 1993 «Болат конструкцияларды жобалау» 20 бөлімінен басқа, ҚР ҚН EN 1990, ҚР ҚН EN 1991 және EN 1090 болып табылады.

ҚР ҚН EN 1993 нормативті- техникалық құралдар тобы 19 құралдан тұрады:

- ҚР ҚН EN 1993-1 нормативті-техникалық құрал (12 құрал);
- ҚР ҚН EN 1993-2 нормативті-техникалық құрал (1 құрал);
- ҚР ҚН EN 1993-3 нормативті-техникалық құрал (1 құрал);
- ҚР ҚН EN 1993-4 нормативті-техникалық құрал (3 құрал);
- ҚР ҚН EN 1993-5 нормативті-техникалық құрал (1 құрал);
- ҚР ҚН EN 1993-6 нормативті-техникалық құрал (1 құрал).

ҚР ҚН EN 1993-1 нормативті-техникалық құралдарында арнайы болат ғимараттар мен құрылыстарға қатысы бар ҚР ҚН EN 1993 бөлімдеріне қолданылатын болат конструкцияларды жобалау бойынша нұсқаулар келтірілген:

- ҚР ҚН EN 1993-2;
- ҚР ҚН EN 1993-3;
- ҚР ҚН EN 1993-4;



- ҚР ҚНЕН 1993-5;
- ҚР ҚНЕН 1993-6.

Осы ҚР ҚНЕН 1993-6 нормативті-техникалық құралда келтірілді:

- ҚР ҚНЕН 1993-2 ішінде бар болат көпірлерді жобалау Ережелері мен Принциптері;
- ҚР ҚНЕН 1993-2 келтірілген дамушы жобалау Ережелері мен Принциптері ;
- ҚР ҚНЕН 1993-2 келтірілген жобалау Ережелері мен Принциптері толықтыратын

ұсыныстар;

- Жобалау тәжірибесінде ҚР ҚНЕН 1993-2 ережелерін қолдануды безендіретін есептің көптеген мысалдары.

Осы нормативті-техникалық құралды әзірлеу кезінде ҚР ҚНЕН 1993-2 ережелерінен басқа, есепке алынды:

- ҚР ҚНЕН 1993-2 Ұлттық Қосымшасына ережелер;
- ҚР ҚНЕН 1990 тиісті ережелері;
- ҚР ҚНЕН 1991 тиісті ережелері.

Осы нормативті-техникалық құрал 12 тараудан тұрады. Осы нормативті-техникалық құралдың 1-ден 12 дейінгі тараулары ҚР ҚНЕН 1993-2 нормативінің конструкциясын қайталайды:

- Тарау1:Қолданылу саласы;
- Тарау2: Нормативті сілтемелер;
- Тарау3: Терминдер, анықтамалар, белгілер мен қысқартулар;
- Тарау4: Жобалау негіздері;
- Тарау5: Материалдар;
- Тарау6: Ұзақ мерзімділігі;
- Тарау7: Көпір құрылыстарының есебі;
- Тарау8: Салмақ түсетін қабілеттілік бойынша шекті күйлер;
- Тарау9: Қалыпты пайдалануға жарамдылық бойынша шекті күйі;
- Тарау10: Бекіту элементтері, дәнекерлеу жіктері, қосылыстар мен жапсарлар;
- Тарау11: Әлсіздігін бағалау;
- Тарау12: Сынаулар негізіндегі есеп

Осы нормативті-техникалық құралдардың ішінде ҚР ҚН EN 1993-2 тармақтарының нөмірлері жақша ішінде келтірілген.

Осы нормативті-техникалық құрал жобалау ұйымдарының инженерлі-техникалық жұмысшылары, ғылыми жұмысшылар, жобалау өнімінің тапсырыс берушілері, оқытушылар мен жоғарғы оқу орындарының студенттеріне арналған.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**  
**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**  
**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. БОЛАТ КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ.**  
**СТАЛЬНЫЕ МОСТЫ**

---

Енгізу күні 2015-07-01

**1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР**

**1.1 Қолданылу саласы**

1.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 Осы құрал біріктірілген конструкцияның болат темір көпірлерінің болат элементтері мен болат көпірлерін жобалауға қойылатын талаптарды орнатады.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-2 –да келтірілген ақпаратта, берілген норматив ҚР ҚН EN басқа бөлімдерімен бірлесе қолданылатындығы туралы көрсетілген. ҚР ҚН EN 1993-2 нормативі ҚР ҚН EN 1993 басқа бөлімдеріне тоғысқан сілтемелердің көбін қосады және өздігінен ҚР ҚН EN 1993 басқа бөлімдерінде орын алған материалды жандандырмайды.

1.1.2 Осы құрал ҚР ҚН EN 1993-2 келтірілген өрттің әсерін ескере отырып болат конструкцияларды жобалау Ережелері мен Принциптерін қамтиды және дамытады.

1.1.3 Осы құралды ҚР ҚН EN 1993-2 бірге және басқа да байланысқан нормативті-техникалық құжаттармен бірге қарастыру керек.

1.1.4 Осы құрал көпір конструкцияның беріктілігі мен пайдалану сенімділігі, төзімділігіне ғана қатысты болады. Жобалаудың басқа аспектілері қарастырылмайды.

1.1.5 Отқа беріктілікке қойылатын талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-2 келтіріледі.

1.1.6 Кран астындағы конструкциялардың әлсіз төзімділігін тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-9 талаптарына сәйкес жүзеге асырылады.

1.1.7 Тиісті элементтер мен жоғары төзімділігінің тростарын есептеу ҚР ҚН EN 1993-1-11 қосылған.

1.1.8 Осы құрал сейсмостұрақты конструкцияларды жобалауға қолданылмайды. ҚР ҚН EN 1993-2 көрсетілген жобалау ережелеріне өзгерістер енгізетін және толықтыратын ҚР ҚН EN 1998 келтірілген талаптарды қолдану керек.

## 1.2 Нормативтік сілтемелер

Осы құралды қолдану үшін, болат темір бетон көпірлері мен болат көпірлерін жобалау кезіндегі конструкцияларды қолдану үшін, келесі сілтемелік нормативті құжаттар қажет:

а) Қазақстан Республикасының құрылыстық нормалары (негізгі сілтемелер):

- ҚР ҚНЕН 1990, Еврокод 0. Салмақ түсетін конструкциялардың жобалау негіздері;

- ҚР ҚНЕН 1991, Еврокод 1. Салмақ түсетін конструкцияларға әсер ету;

- ҚР ҚНЕН 1993, Еврокод 3. Болат конструкцияларды жобалау;

- ҚР ҚНЕН 1998, Еврокод 8. Сейсмикалық аймақтардағы ғимараттар мен имараттарды жобалау;

Болат көпірдің есептеріндегі аталған ҚР ҚН EN 1993 бөлімдері, осы құралдың 2.1 Кестесінде келтірілген.

**1.1 кесте – ҚР ҚН EN 1993 сілтемелер**

Атауы	ҚР ҚН EN 1993-2 аталып өткен сұрақтар
ҚР ҚН EN 1993-1-1, Жалпы Ережелер мен ғимараттарға арналған ережелер	Кернеудің қасиеті – болатты ұзарту; $\gamma_m$ болат үшін Болат конструкциялардың бекітілмеген элементтерінің жалпы есебі Көлденең қиылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігі мен жіктелуі Желілік емес ғаламдық есеп Элементтер мен рамалардың шығыңқы болуы; ұстынның қисық тұрағы
ҚР ҚН EN 1993-1-5, Конструкцияның табақты элементтері	4 иілім немесе 3 Кластың көлденең қиылыстарын есептеу Болат табақтың элементтеріндегі қозғалыс кідіру қаттылығының әсері Салмақ түсетін қабілеттілік пен қаттылық қабырғаларының есебі  Кең сөредегі күшті көлденең тарату Қозғалыстан тасыраюы; қоршауды бүрсиген сөресімен жасалған
ҚР ҚН EN 1993-1-7, Көлденең жүктеменің әсіремін жазық табақты конструкциялардың беріктілігі	Жүктеме астындағы табақты жазық конструкциялардың есебі

## 1.1 кесте – ҚР ҚНЕН 1993 сілтемелер (жалғасы)

Атауы	ҚР ҚНЕН 1993-2 аталған сұрақтар
ҚР ҚН EN 1993-1-8, Қосылыстар есебі	Есептегі икемді тораптарды есептеу Болат және темір бетон элементтеріндегі тораптарды есептеу Басты көпір арқалықтары арасындағы шықпырту қосылыстарының есебі Конструктивті жайылма сұлбалармен есептеу
ҚР ҚН EN 1993-1-9, Әлсіз беріктік	Әлсіз жүктеме Әлсіздік санатындағы бөлшектерді жіктеу Дәнекерлеу қосылыстарындағы әлсіздікті тексеру
ҚР ҚН EN 1993-1-10, Илемнің бағытындағы материалдың төзімділігі мен жарыққа беріктілігінің қасиеттері	Болат маркасын таңдау
ҚР ҚН EN 1993-1-11, Вантты конструкциялардың элементтерін жобалау	Вантты тірек пен алдын ала кернеуімен көпірлерді есептеу

б) болатқа стандарттар, болат әзірлемелер, болат әзірлемелер, болат бұйымдар мен дәнекерлеудің шығын материалдары (қайталама сілтемелер):

- EN 1090 «Болат және қалайы конструкцияларды әзірлеу».
- EN 1337-1 «Құрылыс конструкциясының тіректері. 1 бөлім. Жобалаудың жалпы ережелері».
- EN 1337-5 «Құрылыс конструкцияларының тіректері. 5 бөлім. Оқтізерде үйлестірілген тіректер».
- EN 1337-6 «Құрылыс конструкцияларының тіректері. 6 бөлім. Тербелетін тіректер».
- EN 1337-7 «Құрылыс конструкцияларының тіректері. 7 бөлім. ПТФЭ цилиндр және сферикалық тіректер».
- EN 1337-11 2 «Құрылыс конструкцияларының тіректері. 11 бөлім. Көлік, сақтау және монтаждау».
- EN 10029 «3 мм және одан астам ыстық катанды болат табақтар. Өлшем, нысан мен массасы».
- EN 10164 «Бұйымның бетіне перпендикулярлы бағытта жақсартылған өзгертілетін қасиеттермен болат бұйымдар. Жеткізудің техникалық шарттары».

- EN ISO 5817 «Дәнекерлеу. Доғалап дәнекерлеу кезіндегі дәнекер жіктері. Дәнекер жігіне байланысты сапаның деңгейлері».

- EN ISO 12944-3 «Бояулар мен лактар. Қорғаныс жабындарының жүйелерімен болат конструкцияларының коррозиядан қорғанысы. 3 бөлім. Жобалаудың негізгі өлшемдері».

- EN ISO 9013 «Жылу кесуі. Жылу әдісімен алынған кескіштерді жіктеу. Бұйымдардың геометриялық сипаттамалары мен рұқсаттар».

- EN ISO 15613 «Металл материалдарға арналған дәнекерлеу процестерінің жіктелуі мен технологиялық нұсқаулық. Өндіріс басына дейін дәнекерлеу технологиясын сынау негізіндегі сертификация».

- EN ISO 15614-1 «Металл материалдарға арналған дәнекерлеу процестерінің жіктелуі мен технологиялық нұсқаулық. Дәнекерлеу технологиясын сынау. 1 бөлім. Никель балқымалары мен никельдің доға дәнекері мен болаттарды газды дәнекерлеуі».

### **1.3 Рұқсаттар**

EN 1990 ортақ талаптарын толықтыруы үшін, дайындау және жинақтау EN 1090 сәйкес келетін талаптарды ескеруге қажет.

1 ЕСКЕРТПЕ Осы құралды қолдану кезінде ҚР ҚН EN 1990 және ҚР ҚН EN 1991 жалпы талаптары ескерілуі керек. Осы құралдың барлық ережелері, болат конструкцияларды жинау мен әзірлеу EN 1090 сәйкес орындалғанын есепке алады. Көрсетілген қағида, салмақ түсетін қабілеттілікті анықтауға арналған есептік формулалар EN 1090 деңгейлерімен шектелетін монтаждау мен әзірлеу кезіндегі жетіспеушіліктерге байланысты болатын элементтерді есептеу үшін қажет. Осы құрал техникалық талаптар бойынша орнатылған және әзірленген көпірлерді есептеу үшін қолданылуы керек, монтаж талаптары мен тиісті рұқсаттарысыз EN 1090 есептемегенде.

2 ЕСКЕРТПЕ Әзірлеуге қойылатын талаптар, конструкциялық материалдар мен бұйымдардың сапасын анықтау үшін қажетті ауқымда ғана келтірілген. Жұмыстар сапасының стандарты жобалау ережелерінің рұқсаттарына сәйкес келуі керек.

### **1.4 Қағидалар мен ережелер арасындағы айырмашылықтар**

Жобадағы қағидалар мен ережелер арасындағы айырмашылықтарды ҚР ҚН EN 1990 1.4 Тармақшасында конструкция жобалаудың қағидалар мен ережелер арасындағы айырмашылықтар келтірілген сәйкес қабылдау тиіс.

Қағидалардың ішіне кіреді:

- негізгі терминдердің жалпы талаптар мен анықтамалар.

- егер басқалар көрсетілмеген жағдайда, еспертердің талаптары және негізгі модельдері.

Қағидалар абзац нөмірінен кейін Р әріпімен белгіленеді.

Қолданылу саласы – қағидаларды толықтыратын және түсіндіретін жалпы танылған ережелер.

## 1.5 Терминдер және анықтамалар

Осы нұсқаулықта болат көпірлерді жобалау кезінде қолданылатын терминдер мен анықтамалар сәйкес қолданылады:

- ҚР ҚН EN 1990 1.5 Тармағында, Салмақ түсетін конструкциялардың негізгі жобалауы;
- ҚР ҚН EN 1993-1-1 1.5 Тармағында, Жалпы ережелер және ғимаратар үшін ережелер;
- ҚР ҚН EN 1993-1-5 1.3 Тармағында, Конструкциялардың қатпарлы элементтері;
- ҚР ҚН EN 1993-1-6 1.3 Тармағында, Қабықшаның беріктігі және тұрақтылығы;
- ҚР ҚН EN 1993-1-7 1.3 Тармағында, Көлденең жүктер әсер ететін түзу парақ конструкциялардың беріктігі;
- ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.4 Тармағында, Құралымның есебі;
- ҚР ҚН EN 1993-1-9 1.3 Тармағында, Беріктіктің қажуы;
- ҚР ҚН EN 1993-1-10 1.3 Тармағында, Прокаттың қалыңдық бағытына қарай материал беріктігі және жарық беріктігінің қасиеті;
- ҚР ҚН EN 1993-1-11 1.3 Тармағында, Вантты конструкциялардың элементтерін жобалау.

Осы нұсқаулықта тиісті анықтамалардан тұратын келесі терминдер қолданылады:

**1.5.1 Көпір (bridge):** Инженерлік-құрылыстық құрылым, негізгі мақсаты жүк, автомобиль немесе жолаушылар қозғалысын табиғи кедергілер немесе коммуникация желілері бойынша өткізу.

ЕСКЕРТПЕ Темір жол көпірлері мен коммуникация өткізуге арналған көпірлер де осы құжатта бейнеленген.

**1.5.2 Тіреу (abutment):** Көпірдің кез-келген жағалық тірегі.

ЕСКЕРТПЕ Қажет болған жағдайда қатты немесе иілгіш тірек көрсетіледі.

**1.5.3 Жақтаулы көпірдің тірегі (integral abutment):** Көпір құрылысының аралық құрылысымен қатты біріккен тірек.

**1.5.4 Бык (pier):** Жағалық тіректері арасында орналасқан көпірдің аралық тірегі.

**1.5.5 Тірек бөлігі (bearing):** Аралық құрылыс пен аралық құрылыстан тіреу немесе тірекке жүктеме беретін аралық құрылыс пен тірек арасында орналасқан болат құрылыстың тірек бөлігі.

**1.5.6 Ванта (cable stay):** Аралық құрылысты арқалық астындағы пилонмен (пилондармен) жалғастыратын иілмелі элемент.

**1.5.7 Алдын ала кернеу (prestress):** реттелетін күштермен және/немесе бақыланатын құрылым конструкциясымен туындаған тұрақты әсер ету.

ЕСКЕРТПЕ Алдын ала кернеудің әртүрлі тұрпаттары бір-бірінен салыған кернеуімен және деформациялануымен ерекшеленеді.

1.5.8 **Көпірдің биіктік бойынша габариті** (headroom): Қозғалысты қамтамасыз ететін жарықтағы биіктік.

1.5.9 **Тербеліс (плит)** (breathing (of plates)): Бір жазықтықтағы жүктеменің циклды қосымшасынан туындаған плитаның көлденең деформациясы.

1.5.10 **Қосымша құрылымдық элементтер** (secondary structural elements): Көпірдің негізгі құрылымын құрамайтын құрылымдық элементтер.

ЕСКЕРТПЕ Қосымша құрылымдық элементтер құрылымның қауіпсіз және сенімді жұмысын қамтамасыз етуге, сондай-ақ құрылымның негізгі элементтеріне еркін қол жетімділікті қамтамасыз етуге арналған.

Конструкцияны есептеген кезде материал қасиетін өңдеуге жататын, түзу емес, «екінші тәртіп» деген атау алатын, деформациялық геометрия конструкция немесе жүк астындағы элемент негізіндегі есеп.

## 1.6 Шартты белгілер

Осы нұсқаулықта болат көпірлерді жобалағанда символдарды белгілеу қолданылады:

- ҚР ҚН EN 1990 1.6 Тармағында, Салмақ түсетін конструкциялардың негізгі жобалауы;

- ҚР ҚН EN 1993-1-1 1.6 Тармағында, Жалпы ережелер және ғимараттар үшін ережелер;

- ҚР ҚН EN 1993-1-5 1.4 Тармағында, Конструкциялардың қатпарлы элементтері;

- ҚР ҚН EN 1993-1-6 1.4 Тармағында, Қабықшаның беріктігі және тұрақтылығы;

- ҚР ҚН EN 1993-1-7 1.4 Тармағында, Көлденең жүктер әсер ететін түзу парак конструкциялардың беріктігі;

- ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.5 Тармағында, Құралымның есебі;

- ҚР ҚН EN 1993-1-9 1.4 Тармағында, Беріктіктің қажуы;

- ҚР ҚН EN 1993-1-10 1.4 Тармағында, Прокаттың қалыңдық бағытына қарай материал беріктігі және жарық беріктігінің қасиеті;

- ҚР ҚН EN 1993-1-11 1.4 Тармағында, Вантты конструкциялардың элементтерін жобалау;

$\sigma_{Ed,ser}$ ,  $\tau_{Ed,ser}$  - жүктеменің нормативті үйлесуіндегі атаулы кернеу;

$\lambda$ ,  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\lambda_3$ ,  $\lambda_4$ ,  $\lambda_{max}$ ,  $\lambda_{loc}$ ,  $\lambda_{glo}$  - балама зиянды әсер коэффициенттері;

$\Phi_2$ ,  $\Phi_{loc}$ ,  $\Phi_{glo}$  - балама зиянды әсердің динамикалық коэффициенттері;

$\Delta\sigma_p$ ,  $\Delta\sigma_{loc}$ ,  $\Delta\sigma_{glo}$  -  $p$  жүктемесінің әсерінен кернеулер диапазоны;

$\mu_k$  - үйкеліс коэффициентінің өзіндік мағынасы;

$\gamma_\mu$  - үйкелістің жеке коэффициенті;

$\alpha$  - теңестіретін немесе қолайсыз әсер ететін тіректің тұрпаты мен тіректің санына тәуелді коэффициент;

$T_{0max}$ ,  $T_{0min}$ ,  $T_0$  - температуралар;

$\Delta T_0$ ,  $\Delta T_K$ ,  $\Delta T_\gamma$  — температураның әртүрлілігі;

$\gamma_T$  — жеке температуралық коэффициент;

$K$ ,  $K_{\text{негіз}}$ ,  $K_{\text{бык}}$ ,  $K_{\text{тірек}}$  — серіппенің қаттылығы (байланыс);

$S_d$ ,  $S_T$  — жылжыту ұзындығы.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-2 символарды белгілеу ISO 3898:1997 стандартына негізделген. Кейбір символдарда бірден артық, тармаққа мәлімделетін ерекше мағына бар. Мысалы, қиманың қарсылық модулі – серпімді немесе пластикалық қасиетті белгілеу үшін индекстері бар  $W$ .

Материал қасиеттерінде және салмақ түсетін қабілеттілігі бар модельді пайдалану кезінде, екі типті ескеретін есептік мағыналар, материалдар үшін  $\gamma$  коэффициенттердің ең басты символдардын қолдану

## 1.7 [СН РК EN 1993-1-1] Осьті конструкция элементтерінің шартты белгілері

1.7.1 Ось элементтердің шартты белгілері келесі:

$x - x$  — бойлық ось элементі;

$y - y$  — көлденең ось элементі;

$z - z$  — көлденең ось элементі.

1.7.2 Болатты элементтердің көлденең осьтерді қолдану үшін, шартты белгілер:

а) жалпы жағдайларда:

—  $y - y$  — параллель тақталарға көлденең ось қимасы;

—  $z - z$  — перпендикуляр тақталарға көлденең ось қимасы;

б) бұрышты профиль үшін:

—  $y - y$  — кіші жаққа параллель ось қимасы;

—  $z - z$  — кіші жаққа перпендикуляр ось қимасы;

в) қажетті жағдайларда:

—  $u - u$  — негізгі басты ось ( $y - y$  осьмен сәйкес келмейді);

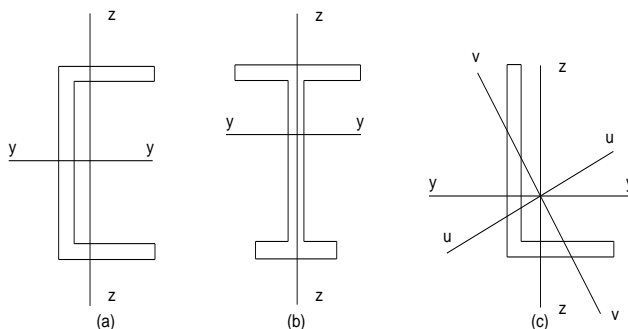
—  $v - v$  — екінші дәрежедегі басты ось ( $z - z$  осьмен сәйкес келмейді).

1.7.3 1.1 Суретте көрсетілген, өлшемдерді белгілеуге және прокатты профиль осьтер үшін қолданылатын символдар.

1.7.4 Моментке біркелкі әсер ететін осьті белгілейтін моментті белгілі индекс

ЕСКЕРТПЕ Осы Еврокодта әдетте  $y - y$  және  $z - z$  деп, бұрышты қималар үшін  $u - u$  және  $v - v$  деп белгіленетін біркелкі негізгі осьтер қимасында геометриялық сипаттамалар қолданылады.





y-y – параллель тақталарға көлденең ось қимасы;  
z-z – перпендикуляр тақталарға көлденең ось қимасы;  
u-u – негізгі басты ось (y – y осьмен сәйкес келмейтін жағдайда);  
v-v – екінші дәрежедегі басты ось (z – z осьмен сәйкес келмейтін жағдайда).

### 1.1 Сурет – Ось элементтер үшін шартты белгілері

## 2 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ

### 2.1 Талаптар

#### 2.1.1 Жалпы талаптар

Болат көпірлердің сындарлы элементтерін жобалауға қойылатын жалпы талаптар (ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.1 Тармағын қараңыз), ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.1.1 Тармағының нұсқауларында көрсетілген, мұнда болат конструкцияларды жобалауға қойылатын негізгі талаптар баяндалады (оның ішінде болат көпірлерге):

а) болат көпірлердің сындарлы элементтерін жобалауды ҚР ҚН EN 1990 сәйкес түрлі шекті күйлердің есебімен орындау қажет;

б) жүктемелер мен әсерді таңдауды (оның ішінде олардың үйлесімдері) ҚР ҚН EN 1991 сәйкес орындау керек;

в) болат көпірлердің конструктивті элементтерін есептеу сенімділіктің меншікті коэффициенттерін қолдана отырып шекті күйлердің әдісі бойынша жүзеге асырылады (6 Тарау ҚР ҚН EN 1990);

г) болат көпірлердің сындарлы элементтерінің ұзақ мерзімділігі мен пайдалану жарамдылығы, салмақ түсіретін қабілеттілігін қамтамасыз етуді 7 Тарау мен 4 Тарау және сәйкессінше 6.2 және 6.3 ішкі Тарауларының нұсқауларына сәйкес орындау керек.

#### 2.1.2 Беріктілікті қамтамасыз ету

2.1.2.1 Болат көпірлердің қажет етілетін сенімділігін қамтамасыз ету (ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.2 Тармағы) ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.1.2 Тармақтарының нұсқауларына негізделеді. Оған сәйкес, болат көпірлерді жобалау кезінде сенімділіктің тиісті деңгейлері бойынша сындарлы элементтердің түрлерін бөлу талап етіледі (ҚР ҚН EN 1990 С Қосымшасын қараңыз).

2.1.2.2 Сенімділіктің қажетті деңгейі конструкцияның бұзылу салдарына байланысты болады.

2.1.2.3 ҚР ҚН EN 1990 1 ден 4 ке дейін қажет етілетін сенімділіктің деңгейін көрсететін «орындау класының» төртеуін сәйкестендіреді. Көпірлердің көбін орындаудың 3 немесе 4 класымен сәйкестендіру талап етіледі.

2.1.2.4 Орындау класы EN 1090-2 нормативінде көрсетілген, және орындалу деңгейлері әзірлеу мен жобалау кезінде қажет етілетін рұқсат етудің өлшемдері мен сапасын бақылауды тиісті таңдаумен қамтамасыз етіледі.

### **2.1.3 Конструкцияның пайдалану мерзімі, сенімділігі мен беріктілігі**

#### **2.1.3.1 Жалпы ережелер**

2.1.3.1.1 Қажет етілетін пайдаланудың жобалау мерзімі мен болат көпірлердің сындарлы элементтерінің ұзақ мерзімділігіне қол жеткізу үшін (ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3 Тармағын қараңыз) әсер етудің түріне байланысты осы құралдың 2.1.3.1.2÷2.1.3.1.6 Тармақтарының нұсқауларын ескеру қажет.

2.1.3.1.2 Болат көпірлердің конструктивті элементтерін жобалау кезінде келесі арқылы коррозияға қарсы беріктілікті қамтамасыз ету керек:

- а) EN ISO 12944 бойынша бетінің тиісті қорғанысын таңдау;
- б) атмосфералық коррозияға берік, тиісті болатты таңдау;
- в) EN 10088 бойынша тот баспайтын болаттың тиісті маркасын таңдау.

2.1.3.1.3 ҚР ҚН EN 1993-1-9 нұсқауларына сәйкес болат көпірлердің сындарлы элементтерінің әлсіз беріктілігін қамтамасыз ету бойынша шараларды қарастыру керек.

ЕСКЕРТПЕ Әлсіздікке есептеулерді пайдаланудың жобалау мерзімін ескере отырып жүзеге асыру керек.

2.1.3.1.4 Болат көпірлердің сындарлы элементтерін жобалауды мүмкін болатын тозуды ескере отырып орындау керек.

2.1.3.1.5 Болат көпірлердің сындарлы элементтерінің есебін ҚР ҚН EN 1991-1-7 нұсқауларына сәйкес мүмкін болатын апатты әсерлерді ескере отырып орындау қажет.

2.1.3.1.6 Осы құралдың 2.1.3.1.2÷2.1.3.1.5 Тармақтарында келтірілген нұсқаулардан басқа, қажет етілетін техникалық күйді ұстау және жүйелі техникалық қарауға болат көпір конструкциясын ұшырату керек.

#### **2.1.3.2 Пайдаланудың жобалау мерзімі**

2.1.3.2.1 Көпірді пайдаланудың жобалау мерзімін ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3.2 Тармағына және осы құралдың 2.1.3.2.1 - 2.1.3.2.3 Тармақтарына сәйкес анықтау керек. Көпір және көпірдің құраушылары үшін пайдаланудың жобалау мерзімі мен есептік ұзақ мерзімділігіне қойылатын талаптар ҚР ҚН EN 1990 – да келтірілген.

2.1.3.2.2 Негізінен техникалық қызмет көрсету мен қарауға есебі мен тозуын есепке алу, әлсіз ұзақ мерзімділігін қамтамасыз ету бойынша шаралар және апатты әсерге арналған талаптар мен коррозиядан қорғау жүйесінің толықтығы туралы сөз қозғалады (ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3.1(2)Р Тармақ). Уақытша конструкциялар (көп рет қолданылатын және монтаждальмайтын) 10 жыл қызмет мерзіміне ие, бұл у ақытта салмақ түсетін конструкцияларда 10-25 жыл, ал тұрақты көпірде қызмет мерзімі 100 жылды құрайды.

2.1.3.2.3 Уақытша және тұрақты көпірлердің есептік мерзімдері ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.1.3.2(1) Тармағына сәйкес жобалау және арнайы техникалық талаптары бойынша әртүрлі болуы мүмкін.

### **2.1.3.3 Төзімділігі**

2.1.3.3.1 Есептік төзімділікке қол жеткізу үшін, көпір және көпірдің элементтері коррозия, әлсіздік пен тозудан қорғалуы керек, сондай-ақ жүйелі түрде қаралуы керек және тексерілуі керек.

2.1.3.3.2 Көпірдің құраушылары көпірдің толық төзімділігіне жобалануы мүмкін болмайтын жағдайларда, олар алмастырылатын болуы керек.

2.1.3.3.3 ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3.3(5) Тармағының нұсқаулары, қаттылық қабырғасының негіздемесіндегідей салмақ түсетін қабілеттілікті анықтайтын жүйемен жағдайды бағалауға арналып отыр.

### **2.1.3.4 Конструкцияның беріктілігі мен сақталғыштығы**

2.1.3.4.1 Ерекше (апатты) әсерлерді ҚР ҚН EN 1991-1-7 сәйкес қарастыру керек.

2.1.3.4.2 Көпірлердің бөліктері (сүйемелдейтін тіреулері, парапеттер және т.б.) көпір тікелей әсерге ұшырамауы үшін анағұрлым берік етіп жобалануы керек.

2.1.3.4.3 ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3.4 Тармағына сәйкес, сындарлы элемент зақымдалған уақытта (көпір ванты) көпір апатты жағдайларда тиісті әсерлерді қабылдауға қабілетті болуы керек.

## **2.2 Шекті күйлер бойынша есептеулер**

2.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 2.2(1) Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.2 (1) және 2.2(2) Тармақтарына негізделеді (Осы Құралдың 2.2.1 - 2.2.5 Тармақтары). Сипаттамасы ҚР ҚН EN 1990 келтірілген салмақ түсетін қабілеттілікті анықтау үшін формулаларды қолдану талап етіледі.

2.2.2 Берілген формулаларды қолдану кезінде, илемнің қалыңдығы бағытындағы бұзылудың тұтқырлығы сияқты талаптарға материалдардың жауап беретіндігі пайымдалады.

2.2.3 Көрсетілген талаптар ҚР ҚН EN 1993-2 3 Тарауында көрсетілді.

2.2.4 Өзірлеу мен монтаждау процесінде EN 1090 талаптарын ескеру керек, өйткені берілген талаптар салмақ түсетін қабілеттіліктерді анықтау үшін кейбір формулалары қосылды.

2.2.5 Тығыз ғаламдық есеп көпірдің есебінде қолданылуы керек (ҚР ҚН EN 1993-2 2.2 (3) Тармағы), бірақ пластикалық есепті парапетке әсер сияқты апатты жағдайларда жүргізу ұсынылады. ҚР ҚН EN 1993-2 - 2.2(4), тиісті әлсіз төзімділікке көпір және оның элементтерінің тиісті емес құрылымдалуы және/немесе әлсіздік жолымен қол жеткізіле алады.

## **2.3 Негізгі айнымалылар**

### **2.3.1 Жүктемелер мен әсерлер**

#### **2.3.1.1 Негізгі талаптар**

2.3.1.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 2.3.1(1) Тармағы сенімділіктің меншікті коэффициенттері мен үйлесімін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1990 А.2 Қосымшасына негізделеді.

2.3.1.1.2 Меншікті салмақ сияқты тұрақты әсердің әр қайсысы үшін, жүктеме бойынша сенімділік коэффициентін әсер етудің әр ерекше әсерін есептеп шығара отырып барлық құрылым үшін қолдану ұсынылады.

2.3.1.1.3 ҚР ҚН EN 1990 6.4.3.1(4) Тармағында көрсетілген кейбір ерекшеліктері болуы мүмкін, яғни есептер нәтижелері конструкцияның түрлі орындарындағы тұрақты әсердің өлшемінің өзгерістеріне сезімтал жағдайда – осы әсердің қолайлы және қолайсыз жағдайларын жеке әсерлер сияқты қарастыру керек. Бұл ереже, ең алдымен төзімділік есептері мен шекті күйлерге қатысты болады. Осындай бір ерекшелік кесілмеген арқалықтардың салмақ түсетін қабілеттілігін тексеруге арналады, мұндай әр аралық жүктеменің қолайсыз және қолайлы мәндерін қолдана отырып жеке қарастырылады.

#### **2.3.1.2 Қосымша өзгерулер мен біркелкі емес тұнбаны есепке алу**

2.3.1.2.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.3.1(4) Тармағына сәйкес құрылыс кезіндегі пайда болатын біркелкі емес тұнба немесе қосымша өзгерулер немесе алдын ала кернеудің басқа түрлерінің ықпалын,  $(G_k + p_k)$  бірыңғай әсері сияқты  $G_k$  басқа тұрақты әсерлермен топастырып тұрақты әсер ретінде  $p_k$  олардың нормативті өлшемі бойынша есепке алу қажет.

2.3.1.2.2 Тегіс емес тұнбалар үшін ҚР ҚН EN 1990 А.2 Қосымшасы  $G_{set}$  тұрақты әсер ретінде сенімділіктің жеке коэффициентін ұсынады  $\gamma_{G,set}$ . Сенімділік коэффициентінің ұсынылатын мәні  $\gamma_{G,set} = 1,2$  (желілік тығыз есептеме қолданылған кезде) ол басқа тұрақты жүктемелер үшін ұсынылатын 1,35 мәнінен төмен.

2.3.1.2.3 Қосымшадағы деформациялар үшін (мысалы, конструкцияның салмақ түсетін қабілеттілігін төмендететін), деформация әсері өз салмағының жүктеме мөлшеріне байланысты болмайды және екі әсерге де қолайлы немесе қолайсыз коэффициентін қолдаумен оларды топқа жинау талап етілмейді.

## 2.4 Жеке коэффициенті әдісімен тексеру

2.4.1 ҚР ҚН EN 1993-2 2.4(1) Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.4.1(1), 2.4.2(1), 2.4.2(2), 2.4.3(1), 2.4.4(1) Тармақтарына негізделеді.

2.4.2 Қарастырылуыға қажетті әсерлері ҚР ҚН EN 1991 келтірілген. Монтаж сатысындағы әсерлер ҚР ҚН EN 1991-1-6 келтірілген. Қосымша күш емес, қосымша деформациялар болып табылатын әсерлерді, кейде элемент тасыраюдан қорғалған кезде, қиылыс желілерінде тұтқырлық запасы болған кезде елемей керек.

2.4.3 ҚР ҚН EN 1993-2 2.4.2(2) Тармағы ҚР ҚН EN 1993 ішінен жетіспеушіліктер геометриялық рұқсаттамалар, сындарлы жетіспеушіліктер, қалған кернеулер мен ағын шегіндегі өзгерістерді ескереді.

2.4.4 ҚР ҚН EN 1993-2 2.4.3(1) Тармағы көлденең қиылыстың салмақ түсетін қабілеттілігі ҚР ҚН EN 1993 тиісті тармақтарында белгіленгендей материалдар қасиеттерінің номиналды немесе нормативті мәндерімен бірге номиналды кернеулерге негізделеді. Есептік салмақ түсетін қабілеттілік  $R_d$  номиналды немесе нормативті салмақ түсетін қабілеттілікпен  $R_k$  белгіленеді және келесі формула бойынша есептеледі:

$$R_d = R_k / \gamma_m, \quad (2.1)$$

Мұндағы  $\gamma_m$  – материал бойынша сенімділіктің тиісті коэффициенті.

## 2.5 Сынаулармен бірге кешенде жобалау

2.5.1 Берілген тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1 2.5.1(1) ÷ 2.5.1(3) Тармақтарына негізделеді. ҚР ҚН EN 1993 нормативті салмақ түсетін қабілеттілік  $D$  ҚР ҚН EN 1990 Қосымшасының нұсқауларын қолдана отырып алынған.

2.5.2 ҚР ҚН EN 1990 сәйкес салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәндерін есептеудің екі балама әдістерін қолдану талап етіледі. Нормативті салмақ түсетін қабілеттілікті анықтау және әрі қарай тікелей есептік салмақ түсетін қабілеттілікті немесе тиісті сенімділік коэффициенттерін қолдана отырып есептік салмақ түсетін қабілеттілікті анықтау. ҚР ҚН EN 1993 соңғы жүрісті қолданады, және мынаны аламыз:

$$R_k = R_d \cdot \gamma_{mi}, \quad (2.2)$$

мұндағы  $\gamma_{mi}$  – материал бойынша сенімділіктің тиісті коэффициенті,  $aR_k$  шектелмеген тесттер үшін 5% пайыздық квантильді көрсетеді. Дайын өнімдер үшін нормативті салмақ түсетін қабілеттілікті анықтау қажет болатын жерде,  $R_k$  анықтау әдісі қолданылуы керек, ҚР ҚН EN 1990 Г Қосымшасына сәйкес қолданылатын.  $R_d$ , кедергінің есептік мәндері арқылы.

## 3 МАТЕРИАЛДАР

### 3.1 Жалпы ережелер

3.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 3.1(1) Тармағына сәйкес барлық есептерде нормативті ретінде қабылдау ҚР ҚН EN 1993-1-1 3 Тарауында көрсетілген материал қасиеттерінің номиналды мәндері талап етіледі.

3.1.2 ҚР ҚН EN 1993-2 және ҚР ҚН EN 1993-1-1 есептеу әдістері 460 МПа аққыштық шегімен болатты көрсететін ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.1 Кестесінде аталған болат маркаларын қолданумен қатаң шектелген.

ЕСКЕРТПЕ 460 МПа аққыштық шегі бар отандық болат маркаларын қолдануға рұқсат беріледі. Отандық болаттардың аналогтарын таңдау үшін уақытша кедергі шегі мен аққыштық шегінің нормативті мәндерін анықтау үшін F Қосымшасының F.1. Кестесін қолдануға рұқсат етіледі.

3.1.3 Аққыштық шегі 460 МПа дан астам шегімен болат кластарын қолдану конструкцияларды есептеу үшін, көпірдің есебін қоса алғанда, ҚР ҚН EN 1993-1-12 да көрсетілген. Берілген құрылыстық нормалар ҚР ҚН EN 1993 басқа бөлімдеріндегі ережелердің модификациясы мен әрі қарай талаптарын қамтамасыз етеді.

ЕСКЕРТПЕ Аққыштық шегі 460 МПа астам болатын отандық болат маркаларын қолдануға жол беріледі. Отандық болаттардың аналогтарын таңдау үшін уақытша кедергі шегі мен аққыштық шегінің нормативті мәндерін анықтау үшін F Қосымшасының F.1. Кестесін қолдануға рұқсат етіледі.

## **3.2 Конструкциялық болат**

### **3.2.1 Материалдың сипаттамалары**

3.2.1.1 ҚР ҚН EN 1993 ережелері аққыштық шегі ( $f_y$ ) мен болаттың созылуына ( $f_u$ ) төзімділік шегін қолданады. Болат үшін төзімділігі илемнің қалыңдығына байланысты өзгереді, және көрсетілген өзгеріс салмақ түсетін қабілеттіліктің есептерінде ескерілуі керек. Материалдың беріктілігін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.1(1) Тармағында көрсетілген екі нұсқа бар (Осы құралдың 3.2.1.2 және 3.2.1.3 Тармақтары):

3.2.1.2 Бұйымдарға қолданылатын болаттың маркалары үшін ( $f_y$ ) және ( $f_u$ ) мәндері анықталады. ( $f_y$ ) -  $R_{eh}$  мәні арқылы, ал ( $f_u$ ) -  $R_m$  мәні ретінде анықталады. Табақтың нақты қалыңдығына тиісті мәндер таңдалуы керек.

3.2.1.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.1 Кестесінің ішінен жеңілдетілген ( $f_y$ ) және ( $f_u$ ) мәндері қолданылады. 3.1 Кестесі 40 мм қалыңдыққа дейін ( $f_y$ ) және ( $f_u$ ) мәндерін қолдануға мүмкіндік береді, оның көмегімен бұйымға деген стандарт бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің анағұрлым нақтырақ бағасы есептеледі. Бұйымға деген стандарттар 16 мм қалыңдығы бар табактар үшін ( $f_y$ ) және ( $f_u$ ) рұқсат етілген мәндерінің үрдісін төмендетеді.

### **3.2.2 Созылымдылығына қойылатын талаптар**

3.2.2.1 ҚР ҚН EN 1993 бірқатар тармақтарында, болат элементтерінде қолданылатын материал, тұтқырлығын ескеріп, күшін үлестіру үшін жеткілікті түрде тұтқыр екендігі болжанып отыр. ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.2(1) Тармағына сәйкес,

минималды созылымдылығы келесі талаптар арқылы анықталғаны қажет (Осы құралдың 3.2.2.2 ÷ 3.2.2.4 Тармақтарын қараңыз):

3.2.2.2 Аққыштықтың минималды кернеуіне  $f_y$  созылуына  $f_u$  сенімділігінің минималды шегінің қатынасы  $f_u/f_y \geq 1.10$  шекті мәніне тең немесе одан көп болуы керек.

3.2.2.3  $5.65\sqrt{A_0}$  тең болатын есептік ұзындығымен сынаулар үшін үлгінің үзілуінен кейін салыстырмалы ұзаруы, (мұндағы  $A_0$ — сынаулар үшін үлгінің көлденең қиылысының бастапқы ауданы) ұсынылған 15 пайыздық мәннен аз болмауы керек.

3.2.2.4 Шекті деформация  $\varepsilon_u$  (мұндағы  $\varepsilon_u$  сенімділік шегіне  $f_u$  қол жеткізу кезінде сәйкес келеді)  $15 \varepsilon_y$  тең немесе көп болуы керек (мұндағы  $\varepsilon_y$  - пластикалық күйге ауысу кезіндегі деформация).

3.2.2.5 Сондай-ақ созылымдылық (осы Құралдың 3.2.2.3 Тармағын қараңыз) бұзылуына (ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.3 Тармағын қараңыз) бейімділігіне қосымша тексерістер жасалуы керек.

### **3.2.3 Бұзылудың тұтқырлығы**

3.2.3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.3(1) Тармағына сәйкес, болаттың барлығы созылған элементтерді пайдаланудың ең төмен температурасы кезінде қызметтің жобалық мерзімі ағымында бұзылуын болдырмайтындай соққылық тұтқырлыққа ие болады. ҚР ҚН EN 1993-1-10 3.2.3(2) Тармағы болатты таңдау кезінде қолдануды ұсынады және ешбір берілген құрылыстық нормаларда келтірілген жағдайлар ең төмен температурада орындалса, болат бұзылуға жеткілікті кедергіге ие болады. Негізгі металлға дейін орнатылуы мүмкін ҚР ҚН EN 1993-1-10 да келтірілгенге қарағанда Шарпи бойынша соққы тұтқырлығына анағұрлым жоғары талаптар қойылады. ҚР ҚН EN 1993-2- 3.1. кестесі қосымша талаптарды масыл ретінде береді, бірақ олар міндетті емес және Ұлттық Қосымшада өзгертіле алады.

3.2.3.2 ҚР ҚН EN 1993-1-10 –да бұзылу кедергісін бағалау кезіндегі негізгі факторлар пайдаланудың минималды температурасы мен берілген температурасы кезінде элементте мүмкін болатын максималды созылатын кернеуге ие болады. ҚР ҚН EN 1993-1-10 – да негізгі факторлар көрсетілген және 2.1. Кестесінде кернеулердің деңгейі мен минималды температурасына салыстырмалы түрдегі болаттың түрлі маркаларының максималды рұқсат етілген қалыңдықтары айтылады. Бірақ көрсетілген факторлар бұзылуға ықпал ететін жалғыз емес емес.

3.2.3.3 Болат көпірдің әр элементі үшін есептік көзқарастың мәні -  $T_{Ed}$  минималды температурасын есептеу, және онымен элементте байланысты  $\sigma_{Ed}$  кернеуді есептеу. Онда ҚР ҚН EN 1993-1-10 2.1 Кестесінен элемент үшін болаттың келісетін кластарын орнату мүмкін болады. Элементтің бұзылуына кедергі келтіретін басқа элементтер (жаоық түрі, элементтің түрі, кернеу деңгейі, қалдық кернеу және суық өңдеу деңгейі), ҚР ҚН EN 1993-1-10 ұсынылады, минималды температура үшін өрнекке әр параметрді кою жолымен есепке алынады.

3.2.3.4 Жоғары деңгейлі кернеудің шоғырландырылуы (қиылыстың күрт өзгеруі кезіндегідей) ҚР ҚН EN 1993-1-10 ұсынылмаған. ҚР ҚН EN 1993-1-10 – тағы көзқарас

жаңа құрылыс үшін болатты таңдауға арналған, және пайдалану кезінде болат элементтердің бұзылуын бағалауға арналмаған. ҚР ҚН EN 1993-1-10 – та сондай-ақ жарыққа төзімділіктің сипаттамаларын қолдана отырып бұзылу механикасының әдістерімен бұзылуға кедергі бағасына арналған басқарушы принциптер келтірілген (соққы жүктемесі жоқ кезде).

**МЫСАЛ 1** Көпір элементтері үшін болаттың келісетін класын таңдау

Автострададағы көпірдің төменгі көпірлері үшін болаттың келісетін маркаларын таңдау керек, мұнда  $T_{md} + \Delta T_r = -40^\circ\text{C}$ . Соққы әсерлері жоқ, кернеу шоғыры да жоқ, оның үстіне қауіпсіздік запасы ескерілуі керек  $\Delta T_R = 10^\circ\text{C}$ .

Кернеу деңгейлері мен көпір белбеулерінің қалыңдықтары және кернеу деңгейлері келесідей:

$$1) t = 20 \text{ мм}, \sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 266 \text{ МПа}, f_y(t) = 355 \text{ МПа};$$

$$2) t = 40 \text{ мм}, \sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 266 \text{ МПа}, f_y(t) = 355 \text{ МПа}.$$

$$3) t = 60 \text{ мм}, \sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 251 \text{ МПа}, f_y(t) = 335 \text{ МПа}.$$

ҚР ҚН EN 1993-1-10 (2.2) формуласынан  $\Delta T_\sigma = 0, \Delta T_R = 15^\circ\text{C}, \Delta T_\varepsilon = 0, \Delta T_{\varepsilon,cf} = 0$  болады  $T_{Ed} = -40 + 0 + 10 + 0 + 0 = -30^\circ\text{C}$ .

Көрсетілген нормативті құжаттың 2.1 кестесінен  $T_{Ed} = -25^\circ\text{C}$  и  $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$  кезінде S355JR → 15 мм, S355J0 → 25 мм, S355J2 → 40 мм, S355K2 → 50 мм, S355N4 → 75 мм болаттың беріктілігінің түрлі кластары үшін максималды қол жетімді қалыңдықтары болады.

Сондықтан ҚР ҚН EN 1993-1-10 сәйкес болат төзімділігінің келесі кластары рұқсат етіледі:

$$1) t = 20 \text{ мм}, \text{ рұқсат етіледі S355J0};$$

$$2) t = 40 \text{ мм}, \text{ рұқсат етіледі S355J2};$$

$$3) t = 60 \text{ мм}, \text{ рұқсат етіледі S355N4}.$$

### 3.2.4 Илем қалыңдығының бойлық қасиеттері

#### 3.2.4.1 Негізгі ережелер

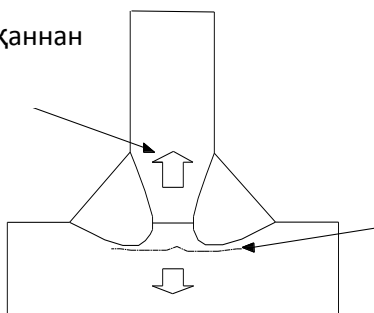
3.2.4.1.1 Болаттың ішінде қосылыс түрінде микродефектілер бар, әсіресе күкірт, және осы ақаулықтар 5.1 Суретте көрсетілгендей үзілуге әкелетін илемнің қалыңдығын бойлай кернеуде созылатын жарықтардың пайда болуына әкеледі. Бұл құбылыс «Қабатты бұзылу» сияқты белгілі. Жетіспеушіліктің шағын түрі, кез келген қабатты бұзылуға дейін ультрадыбыстық тестілеумен анық болуы үшін тым кішкентай болып саналады. Бірақ ультрадыбыстық тестілеу қабатты бұзылудың жоқтығын тексеру үшін дәнекерлеуден кейін қолдануға рұқсат беріледі.

3.2.4.1.2 Қабатты бұзылудың пайда болуысыз тұнба дәнекерлеу деформацияларына кедергіні қамтамасыз ету үшін, болат табақтарда илемнің қалыңдығы бойында жеткілікті тұтқырлық болу керек.

3.2.4.1.3 Табақтар илемінің қалыңдығы бойының қасиеттерін бағалау үшін ҚР ҚН EN 1993-2 3.2.4(1) Тармағындағы, ҚР ҚН EN 1993-1-10 жүгіну керек. Илемнің қалыңдығы бойындағы тұтқырлықтың шарасы «Z» мәні. «Z» мәні илемнің қалыңдығы бойындағы үлгілерді сынау кезінде бас тарту кезінде алынған ауданның пайыздық азайтылуы болып табылады.



Металлды тігісті қысқартқаннан  
шыққан деформациялар



Егер деформацияға қарсыластық  
кезінде негізгі бет пластинаға ие  
болса, онда бойлық жіктер туады

### 3.1 Сурет – Бойлық жарықтардың пайда болуы

#### 3.2.4.2 ҚР ҚН EN 1993-1-10 бойынша илемнің қалыңдығын бойлаған тұтқырлықты бағалау

3.2.4.2.1 ҚР ҚН EN 1993-1-10 3.2 Тармағында, қабатты жарықтардың пайда болуымен егер оның шарты сақталса, елемеуге болады:

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd}, \quad (3.1)$$

мұндағы:

$Z_{Ed}$  - дәнекерлеу мөлшерінен, дәнекер бағдары, табак қалыңдығы, қысуы мен қыздыру деңгейінен кейінгі илемнің қалыңдығын бойлаған қажетті тұтқырлық («Z мәні»);

$Z_{Rd}$  - илемнің қалыңдығын бойлай өлшемнің нормаланатын есептік мәні негізгі табактың (EN 10164-ге «Z» мәні);  $Z_{Ed}$  - мына формуламен есептеледі:

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e, \quad (3.2)$$

Мұндағы  $Z_a$  – бұрыштық дәнекерлеу бұрыштық дәнекерлеу жігін қолданумен 3.2(a) кестесінен алынады;

$Z_b$  – дәнекер жігінің орналасуы мен нысанын қолдана отырып 3.2(b) кестесінен алынады;

$Z_c$  – апшуды ұстауға кететін материалдың қалыңдығының ықпалы есебімен 3.2(c) кестесінен алынады;

$Z_d$  - конструкцияның басқа бөлшектерімен апшуды ұстау есебімен 3.2(d) кестесінен алынады;

$Z_e$  – қабатты бұзылуға дәнекерлеу алдындағы алдын ала қыздыруды есепке алатын 3.2(e) кестесінен алынады.

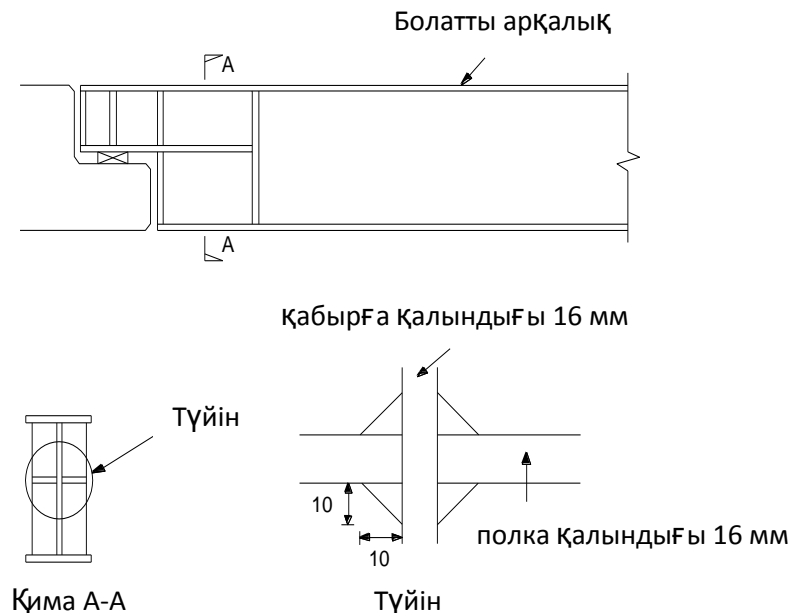
3.2.4.2.2  $Z_{Ed}$  есептеп шығара отырып, EN 10164 сәйкес сапаның қажетті класын ҚР ҚН EN 1993-2 3.1 Кестесінен алу керек. 3.2 Кестенің  $Z_{Ed}$  параметрінің шекті мәндері Ұлттық Қосымшада өзгертілуі мүмкін.

3.2.4.2.3 Жобаны әзірлеу кезінде илемнің қалыңдығына баратын бағытта пайда болатын мәселелерге анағұрлым аз бейімділікті ескеру талап етіледі. Мысалы, анағұрлым қалың табактың анағұрлым жіңішке немесе резервуардың уторлы торабы арқылы үздіксіз өтуі. ҚР ҚН EN 1993-1-10 3.1 Кестесі сапаның екі класын енгізеді: 1 класс және 2 класс. 1 класс барлық жағдайларда қабатты бұзылуды есепке алмай илемнің қалыңдығын бойлай қасиеттердің ерекшелігін талап етеді. 2 классы әзірлегеннен кейін қабатты бұзылуға қараумен көптеген тәуекелді бөлшектер үшін тек илем қалыңдығын бойлаған қасиеттердің ерекшелігін талап етеді.

МЫСАЛ 2 Илемнің қалыңдығын бойлаған жақсартылған қасиеттерімен болатты бағалау (EN 10164)

Болаттың қабаттануын тоқату үшін болаттың сапа классын анықтау үшін:

Орташа сөренің табағы арқалық қабырғасы арқылы тесіп шығады (3.2 Сурет).



3.2 Сурет – 2 Мысал үшін безендіру

1)  $a_{eff} = 12$  мм, сондықтан  $Z_a = 6$  (ҚР ҚН EN 1993-1-10 3.2. Кестесі).

2)  $Z_b = 0$  (бұрыштық көпқабатты дәнекер жіктері).

3)  $Z_c = 4$  (торап қабырғасының жартысы = 16 мм).

4)  $Z_d = 0$  (мүмкін болатын бос аяқ).

5)  $Z_e = 0$  (белгілі қыздыруы жоқ).

Формуласы бойынша (3.2) ҚР ҚН EN 1993-1-10  $Z_{Ed} = 6 + 0 + 4 + 0 + 0 = 10$ .

ҚР ҚН EN 1993-2 3.2 Кестесінен мынаны көруге болады,  $Z_{Ed} \leq 10$  үшін ешқандай EN 10164 қалыңдығы қасиеті арқылы болатты анықтау қажеттілігі жоқ, Ұлттық қосымша ҚР ҚН EN 1993-2, ҰҚ 2.8 Тармақ.

### 3.2.5 Рұқсаттар

3.2.5.1 ҚР ҚН EN 1993-2 3.2.5(1) Тармағына сәйкес, табақтар мен сұлбаларының, болат қиылыстарының өлшеміне рұқсаттардың бұйымға деген тиісті стандарттарда жарияланған өлшемдеріне сәйкес келуі қажет етіледі. Осылайша, ҚР ҚН EN 1993 материалы бойынша сенімділік коэффициенттерімен номиналды мәндерден ескерілген ауытқулар кепілдендіріледі. Дәнекерлеу көмегімен дайындалған қиылыстар үшін, қосымша рұқсаттар EN 1090-2 3.2.5(2) Тармағында келтірілген. Көлденең қиылыс пен табақтың қалыңдығы бойынша рұқсаттар конструкциялар есебінде ескерілуі керек – ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.5(3) Тармақ. Тіректердің керітқалды және желілігі сияқты дайындаудың басқа да рұқсаттары EN 1090 анықталған. Әзірлеменің берілген әзірлемелері, көлденең қиылыстың мөлшеріне рұқсатсыз ерекшеленетін, екінші тәртіптің әсерлері мәнді болып табылатын жерде конструкциялардың есебіне алынуы керек.

3.2.5.2 Конструкциялардың есептерінде қолдану үшін балама геомтериялық жетіспеушіліктер (ҚР ҚН EN 1993-2 5.3 Тармақ) EN 1090 бойынша белгіленген рұқсат етілген геометриялық жетіспеушіліктерге қарағанда көбірек, олар дәнекерлеудің қалған кернеулерінің әсерлерін қосады.

3.2.5.3 ҚР ҚН EN 1993-2 С қосымшасында келтірілген болат ортотропты төсем үшін инспекциялық талаптар мен салыстырмалы түрде рұқсат етілген рұқсаттардың қосымша түсініктері берілді.

### 3.2.6 Материал бойынша коэффициенттердің есептік мәндері

Келесі физикалық коэффициенттер ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.6(1) Тармағында аталған болаттар үшін есептеулерде қолданылуы керек:

- Тығыздық үлгісі:  $E = 2.10 \times 10^6$  МПа
- Жылжу үлгісі:  $G = 8.10 \times 10^5$  МПа
- Пуассон коэффициенті:  $\nu = 0.3$
- Желілік жылуды кеңейту коэффициенті:  $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

### 3.3 Қосылыстар элементтері

#### 3.3.1 Бекіту бөлшектері

Болт және бекіту қосылыстарының есебі осы құралдың 8.1 Тармағында келтірілген.

##### 3.3.1.1 Бұрандамалар, гайкалар мен тығырықтар

3.3.1.1.1 ҚР ҚН 1993-2 шығатын ережелерге сәйкес, бұрандалы қосылыстарды жобалау үшін, бұрандалар, гайкалар мен шайбалар бұйымға қойылатын стандарттарға сәйкес келеді деп болжанады (4 топ) ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.4 Тармағында.

3.3.1.1.2 ҚР ҚН EN 1993-2 3.3.1.1(2) Тармағына сәйкес 3.1 Кестесінде көрсетілген бұрандамалар кластарына қатысты осы кодексте келтірілген техникалық нормативтерді қолдану қажет.

3.3.1.1.3 5.1 Кестесінің ішінде  $f_{ub}$  созылуға беріктілік шегі мен  $f_{yb}$  аққыштық шегінің номиналды мәндері бар. ҚР ҚН EN 1993-2 3.3.1.1(3) Тармағы бойынша осы мәндерді есептеудегі сипаттамаларық мәндері ретінде қолдану керек.

**3.1 кесте – Бұрандамалар кластарының беріктілігі**

Бұрандама классы	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (МПа)	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (МПа)	400	500	600	800	1000

### **3.3.1.2 Алдын ала тартылатын бұрандамалар**

Жоғары беріктілігі бар бұрандамалардың 8.8 және 10.9 класстары алдын ала кернеулі қосылыстар үшін ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес қолдану ұсынылады, келесі жағдайда, егер олар ҚР ҚН EN 1993-1-8 ғы 4 топтың анықтамалық стандарттарына сәйкес келсе. Тартуы EN 1090 сәйкес орындалуы керек.

### **3.3.1.3 Бекіткіштер**

Егер бекіткіштер бұрандамаларға балама ретінде қолданылған болса, олар 6 топтағы анықтамалық стандарттарына сәйкес келген жағдайда ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес орындалуы керек.

### **3.3.1.4 Анкерлі бұрандамалар**

ҚР ҚН EN 1993-1-8 сәйкес жобаланатын анкерлі бұрандамалар не болмаса EN 10025 немесе ҚР ҚН EN 1993-1-8 4 тобындағы анықтамалық стандарттарына сәйкес келуі керек. Арматуралық өзектер егер EN 10080 сәйкес келсі, анкерлі бұрандамалар ретінде қолданылуы мүмкін. ҚР ҚН EN 1993-2 3.3.1.4(1) Тармағы анкерлі бұрандамалар үшін аққыштықтың номиналды шегі 640 МПа аспауын талап етеді.

### **3.3.2 Дәнекерлеуге кететін шығын материалдары**

Дәнекер қосылыстарын жобалау кезінде, барлық дәнекерлеу материалы ҚР ҚН EN 1993-1-8 5 тобынла көрсетілген стандарттарға сәйкес келеді деп болжанады. Қосымша ретінде, ҚР ҚН EN 1993-2 3.3.2(2) Тармағына сәйкес, дәнекер жігінің барлық беріктілік қасиеттері негізгі табактағыдан аз болмауы керек. 460 МПа аққыштық шегі көп берік болаттар үшін, берілген ереже ҚР ҚН EN 1993-1-12 сәйкес келеді және негізгі табакқа қарағанда анағұрлым төмен беріктілігі бар дәнекер жіктерін жобалау әдістерін қолданады.

### **3.4 Тростар және созылуға жұмыс жасайтын басқа да элементтер**

ҚР ҚН EN 1993-2 3.4(1) Тармағы созылған элементтерді есептеу үшін ҚР ҚН EN 1993-1-11 сілтеме жасайды.

### **3.5 Тірек элементтері**

ҚР ҚН EN 1993-2 3.5(1) Тармағына сәйкес болат көпірдің барлық тірек бөліктері EN 1337 сәйкес келуін талап етеді, ол 11 бөлімді қосады. 1 бөлімі «жалпы есептік ережелер» деп аталады және барлық тіректерге тән келетін талаптарды келтіреді. Қалған бөлімдері тіректердің есебі мен оларды жөндеу, монтаждау және қызмет көрсету бойынша талаптарын қамтиды.

### **3.6 Көпірдің басқа да элементтері**

Жүйелі жақса сапаны кепілдендіру үшін, барлық қосалқы элементтер (қорғаныс қоршаулары, компенсациялық қосылыстар, сақтандыру барьерлері) бұйымға деген стандарттар мен тиісті техникалық талаптарға сәйкес келуі керек. Ұлттық Қосымша қолданылатын құраушылар түрін шектеуі мүмкін.

## **4 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ**

### **4.1 Жалпы ережелер**

4.1.1 Аталған тарауда ҚР ҚН EN 1993-2 4 Тарауда келтірілген ұзақ уақытқа жарамдылықтарды анықтау бойынша негізгі нұсқаулар көрсетілген.

4.1.2 Көпірлер жобалық мерзім ішінде жарамды қызмет пайдалануларға қалғандай етіп ұзақ өмірлік болуы керек. ҚР ҚН EN 1993-2 4 Тарауының 4(1) Тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1, сондай ақ ҚР ҚН EN 1990 2.4(1) Тармағына негізделеді, мұнда келесі талаптар : «Құрылым оның есепті ұзақ уақытқа жарамдылығы қоршаған ортаның әсерінің есепке алуы бар жобалықтан төменде емес қызмет мерзімі және техникалық қызмет көрсетуді күтілетін деңгей болатындай етіп жобалануы керек.

4.1.3. Құрыштан жасалған Көпір элементтерін тексеру және ескерілгендей есептеу атқарылатын техникалық қызмет көрсетудің тиісті деңгейлерімен Көпір қызмет мерзімі жұмыс істейтіндей етіп жобалануы керек. ҚР ҚН EN 1993-2 4(6) Тармақ інде талап етілгендей Алмастыруға болатындай етіп жобалап қойған тиісті ғимараттың пайдалану мерзімі, жұмыс қорының аздығы, тиісті элементтер, бөлімшелер, қабылдағыш коррозияларға, механикалық тоздыруға немесе тексеру үшін түсінікті болу үшін және техникалық қызмет көрсетуге тиісті жобалануы тиіс. Барлық бөлімшелер түсінікті болуы керек, бірақ коррозияның белгілерінің табылуы үшін қарап мүмкіндігі жоқ болған кезде шыға алмайтын жағдайдбөлімшелердің бір бөлігі ҚР ҚН EN 1993-2 4(4) Тармағына сәйкес жуандығы бар коррозияға жіберу жүргізілуі тиіс. Шаршауға тексеру ашықтықтың жоқтығына байланысты қолданылуы керек. ҚР ҚН EN 1993-2 4(5) Тармағы Көпірдің барлық компоненттері шаршауға түгелденуі бойынша тексерілуін талап етеді, тексеру үшін түсінікті немесе жоқ.

### **4.2 Негізгі басқару принциптері**

4.2.1 Ұзақ уақытқа жарамдылықтың қамтамасыз ету үшін аталған оқу құралының 4.2.2÷4.2.9 Тармақ інде көрсетілген қағидалар керек болады.

4.2.2 Бояуды қажет етпейтін болат маркасын анықтау. Құрыштан жасалған Көпірдің ұзақ уақытқа жарамдылығының мәселелерінің көпшілігі коррозиямен байланысты, бояуды қорғайтын жүйенің ақауынан кейін болады; «тотықпайтын болат кәдімгі қолданылатын болаттарға қарағанда тиімді екені айқын болады. «Тотықпайтын болат - үйреншікті маркалар болуға қарағанда баяуырақ әлдеқайда коррозияға ұшырайтын аз

қоспалы болат. Шамасы қоршаған ортаның әсерлерінен тәуелді болатын жуандық бойынша коррозияға жіберу осы шарттарда істеуі керек.

4.2.3 Үлкен коррозияның орындарының жоюы арқылы коррозияның сақтап қалу. Ұзақ уақытқа жарамдылықтың мәселелері болат құралымды (үлкен коррозияға әуес орындар) коррозия қақпандарынан басталады. Егер коррозияның қақпандарынан барынша құтылуға мүмкіндік болса ұзақ уақытқа жарамдылық айтарлықтай жақсара алады. Тотықпайтын болаттар үшін осы мәселе әсіресе маңызды.

4.2.4 Лак бояу жамылғысын қалпына келтіру мүмкін емес жағдайда элементтердің қолданылуының бас тартуы.

4.2.5 Қол жетпес компоненттер үшін коррозияға жіберу және шаршауға тексеру. Егер облыстар қызмет мерзімі уақытында толық қол жетпес болса, олардың жуандығын үлкейтуге ұсынылады

4.2.6 ҚР ҚН EN 1993-1-9 сәйкес барлық қол жетпес элементтер шаршау, ұғымды қолданып қауіпсіз қызмет мерзімдерінде тексерілу үшін керек болады. Қауіпсіз қызмет мерзімінің жолы барлық элементтер үшін қолдануға ұсынылады, тәуелсіз тексеру үшін олар түсінікті болды ма немесе жоқ па, соныменен, осы тексеру қол жетпес элементтің шаршауына тексерудегі сенімділік еселіктерінің үлкен саны талап етеді.

4.2.7 Түске бояуға беттің әзірлеуі және өзі бояуды мұқият таңдап алу. Ерекше мән бояуға беттің әзірлеуі және өзі бояуды процедурасы үшін алдын ала жұмыстардың спецификациясы аса маңызды болып табылады.

4.2.8 Жасау және монтаж процедураларының мұқият таңдалуы. Ұзақ уақытқа жарамдылықтың кейбір мәселелері жасау және монтаждың қанағаттанарлықсыз процедураларының әсерінен болады. ҚР ҚН EN 1993-2 бойынша жобаланған Құрыштан жасалған Көпірдің құрылымы EN 1090-2 да реттелетін жасау процедураларымен монтажға сәйкес жасалуы тиіс.

4.2.9 Түйіндердің бүтіндігінің сақтауы. Жылжуды сақтап қалу және келесі Қосулардағы пластиналардың арасындағы тоздыру, сонымен бірге дымның дәл тигізуі болуы мүмкін.

### **4.3 Алмастырылатын элементтердің жобалауы**

ҚР ҚН EN 1993-2 4(6 ) Тармақ есепті ұзақ уақытқа жарамдылықтың табысы үшін жеткілікті сенімділіктермен жобалап қоя алмаған элементтер алмастырылатын болуды талап етеді. Ғимараттың пайдалану мерзімі жұмысының қоры аз типті элементтер келесі:

а) Коррозиядан қорғаудың жүйесі. Коррозиядан қорғау оның жобалық қызмет мерзімінің соңында қайта бастай алатынына кепілдік беру керек.

б) Вант, арқандар, салпыншақтар. Конструкция арқанның алып тастауында жұмыс істейтінін қамтамасыз ету үшін есепті тексерулерді орындау керек. .

в) Көтеру қабілеті. Көтеру қабілеті алмастырылатын бөлшектер конструкциядан шамадан тыс күштер және бұзылуларсыз алып тасталғандай етіп қамтамасыз еткеніне кепілдік беру керек.

г) Өтемақы Қосулары. Өтемақы Қосулары төсеніштің бұзылуынсыз алмастыра алатынына кепілдік беру керек.

д) Асфальттің жігі және судан қорғау. Конструкция жамылғы және судан қорғауды алмастырудың жанында көтеру қабілетін сақтайтынына кепілдік беру керек.

е) Тұтқа, жақтаулар, пана және даңғырлатып ойнайтын тосқауылдары. Осы элементтер конструкциядан бас Көпірдің бұзылуынсыз оңай алып тасталатынына кепілдік беру керек. Мысалы, элементтер, төсеніштің өзінің жақтауына қарағанда (консольсінің олардың бөлшегі ) бекіту мықтырақ болуы керек.

ж) Құрғату құрылымдары. Құрғату жүйелері не түсінікті орындардағы тексеруін өткізумен бір қалыпты арылғанын және, құрғату жүйесіне керек болса оңай алмастыра алатындығына кепілдік беру керек.

## **5 КӨПІР ҚҰРЫЛҒЫЛАРЫНЫҢ ЕСЕБІ**

### **5.1 Есептеу үшін құрылғыларды моделдеу**

ҚР ҚН EN 1993-2 5 бөлімінде келтірілген жөн-жобалар Көпір конструкциясы және осы оқу құралыны 6-шы Тармағында болатын көлденең қималардың тексерулері үшін әр түрлі ахуалдарда және элементтердің қималарының классификациясына тиісті есептеулердің әдістерінің дәріптеушіліктеріне таралады. Пластинаның орнықтылығының жоғалтуының әсертері және ығысу кешігуінің әсертерінің есепке алуы ҚР ҚН EN 1993-1-5 негізделеді.

#### **5.1.1 Конструкцияларды моделдеу және негізгі есепті жорамалдар пішіндеу**

##### **5.1.1.1 Жалпы ережелер**

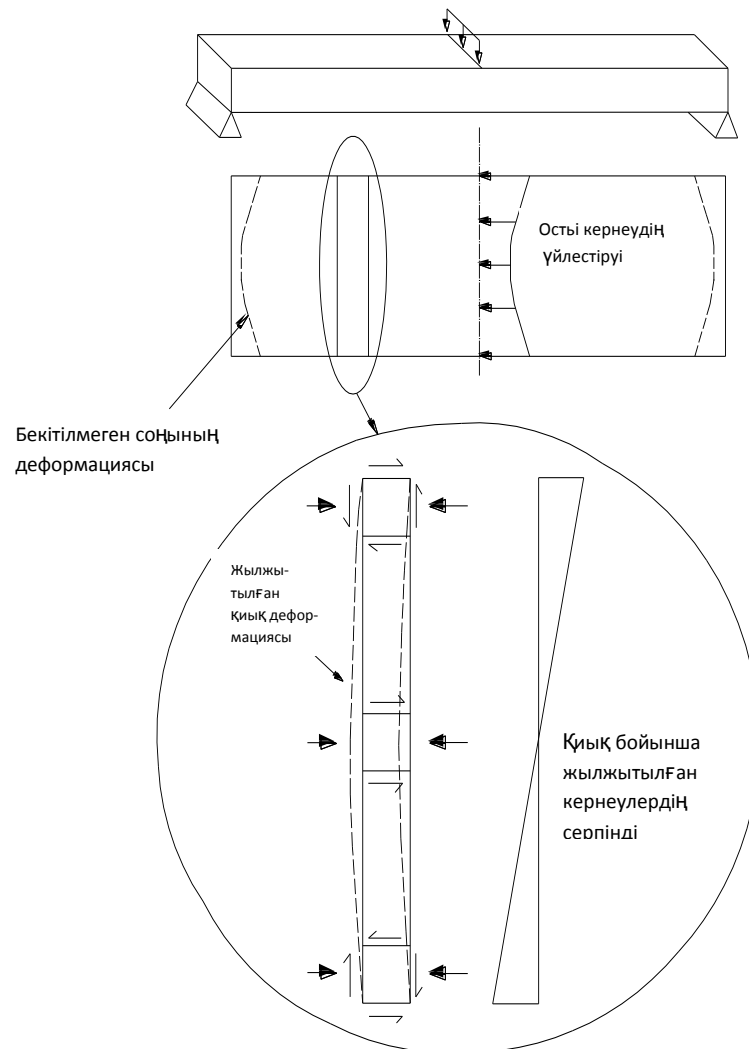
5.1.1.1.1 Осы тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.1.1 Тармаққа негізделеді. Есептеу үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.1.1(1) Тармағының негізгі талабы - қаралатын шекті күйге конструкцияның мінез-құлығының нақты пішіндеуінің қажеттілігі және сәйкестігі. ҚР ҚН EN 1993 5.1.1-(4) Тармағына сәйкес көрсетілген мақсаттың табысы үшін басқа бөлшектерін есепке алу қажет. Есептеудегі қаттылық қайда онда ығысу кешігуі немесе пластинаның орнықтылығының жоғалтуының әсертерімен ескерген ҚР ҚН EN 1993-1-5 2.2 Тармағының есепке алуы керек болады. Құрыштан жасалған Көпірлер үшін ортотропия төсенішпен қорапты қиманың арқалықтары немесе құрыштан жасалған жоғарғы тақтасы бар басқа құрыштан жасалған арқалықтар үшін осы әсертерді қарап шығу керек.

5.1.1.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-11 5.1.1(4) ші Тармақ ванттау конструкцияларының есептеуі үшін есепке алуын талап етеді. Түйіндердің пішіндеуі, негіздер және тіректер және ванттау конструкцияларының өзара әрекеттесуі үшін нұсқауларды төменде айтылған тарауларда тура келеді.

### 5.1.1.2 Ығысулы кешігу

5.1.1.2.1 Көнгіштіктер кең сөрелерде анықтауда сөрелер бойынша иілу кернеуін біртекті емес үлестірілуі үшін жазықтықтағы жылжуын есепке алу керек. Осы әсер ығысулы кешігуінің белгілі және аралықтың ортасында қосымша тіркелгені 5.1 Суретте көрсетіледі.

5.1.1.2.2 Қабырғамен аралас сөредегі күштің брутто көлденең қималары бар есептеу бойынша күтілетін кернеуден жоғары екені, осы уақытта төменде күтілетін сөрелердің қабырғалардан алыс болғанда күтілетін күштен аз болады. Ұқсас нәтижелерге майыстыруды орын өтетін жазықтықта ығысу кешігуінің максимумымен кесілмейтін арқалықтармен мысал келтіреді. Ығысулы кешігуді қиманың қаттылығының жоғалтуына моменттердің нақты үлестірілулерінің есептеуінде анықтауға болады.



**5.1 Сурет – Қорапты қиылыстың еркін арқалығы үшін жылжудың кешігуін суреттеу**

5.1.1.2.3 Кернеудің шын мәнісінде таратушылқының ұйғарымы жүктің, сөренің және илемділіктің көрінген айқында- бекіту конфигурациясынан деген тәуелді болады.

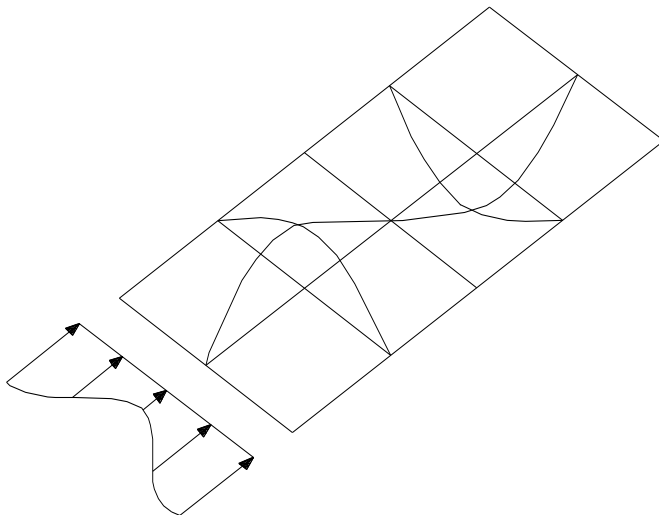


Кернеудің таратушылғы екі межелі күйге (жарамдыққа бір қалыпты қанаушылыққа) мен игерушілік майысқақ әрине-элементтік есептің қалыптау ұсыныл- тыстың элементтерімен. Бірінші межелі күйде (тасымалдауыш зейінге) әншейін илемділік туады, қарамастан және желілік емес есеп мен көмек ақырғы элементтердің кернеуін таратушылығының тиянақты түсінігін анықтайды.

### **5.1.1.3 Тиімді ені түсінігі**

5.1.1.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 нақтыдан аз келетін сөренің тиімді енінің көмегімен скредегі күштің ұлғаюын және қаттылықтың шығынын есепке алады. Сөренің тиімді енінің түсінігі жасанды, бірақ аралас қабырлағалары бар максималды мәнгі балама келетін азайтылған сөренің енінің тең күшіне әкеледі.

5.1.1.3.2 ҚР ҚН EN 1993-1-5 2.2(3) Тармағына сәйкес әр ұшу үшін кесілмеген арқалықтарда сөрелердің белдерінің тиімді енін белдің барлық енін бойлай қабылдау керек, оның ішінде әр тіректің  $L/8$  учаскесінде, мұндағы  $L$  – ұшу, немесе қосарлы консоль ұзындығы.



**5.2 Сурет – Жұқа табақтың енімен кернеуді үлестіру**

5.1.1.3.3 Жылжудың кешігу әсерін анықтау, ҚР ҚН EN 1993-1-5 3 Тармағына сәйкес жылжу кешік- нәтижесінің ұйғарым, ұйғарым тиімді ен жылджу кезіде кешік- және кернеудің таратушы жылжу кезінде кешік- нәтижесінің есебінде жасау сұра- сәйкес анықталады.

5.1.1.3.4 Қаталдық пәк тайқы пластиналардың аяқасты азаяды, қашан майысқақ қысылшаң жүк тиянақтың шығынының кемел кезінде болады. Жетілдірілмеген "шынайы" пластиналарда, қысылшаң жүктің төмендетілген ара геометриялық жетіспеушіліктің өсуінің тудырады.

5.1.1.3.5 Қаталдықтың шығынының ортақ есепте қарау сұра- анда, қайда сол мағналы, ол ұсыну ұсынылған пластинаның тиімді енімен. Баянның (шақырт- және аламық белағаштың мембрана кернеу және июшінің кернеулерінің жазықтықтан ара ауып кетулердің, 5.2 Суретті қара) төмендетілген пластинаның тиімді енінің игерушілігінде есептеледі.

5.1.1.3.6 беріктілікті есептеуге арналған сол тиімді ені, тығыз кезеңнің табақ тұрақтылығының шығыны әсері үшін қолданылуы керек (2.2(4) Тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-5) немесе жалпы есеп үшін анағұрлым нақты тиімді енін ҚР ҚН EN 1993-1-5. Е Қосымшасына сәйкес анықтау керек.

5.1.1.3.7 ҚР ҚН EN 1993-1-5 2.2(5) Тармағы пластинаның тиянағының шығынының нәтижелерін ара ортақ ескермейді, егер қысаң элементтің көлденең қимасының тиімді ауданы, еш  $\rho$ , на бруттоның көлденең қимасының ауданына деген көпте-  $\lim$  неғұрлым. Мұндағы  $\rho_{lim}$  межелі мағына ша тасымалдауыш зейіннің межелі күйіне қабылда- мағынасы ұлттық анықта- параметрмен 0,5 тең болып табылады.

### **5.1.2 Қосылыстарды үлгілеу**

5.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1 5 Тармағы және ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.1.2(1), (2), (3) Тармақтарына негізделеді. 5.1.2(1) және 5.1.2(2) Тармақтарының талаптарына сәйкес, топсалы немесе қатты тораптармен көпірлер есебімен тораптардың деформациясы ықпалын елемеуге жол берілмейді. Ережеден жалғыз ерекшелік, ҚР ҚН EN 1993-1-8 белгіленгендей «орташа қатты» тораптар қолданылады. Мынадай үлгінің түйіншектері қатаң емес, топсалы болып табылмайды, бірақ тағайынды көнгіштік имеют, жүкке қарсыласа. Түйіншектің осындай мысалы арқылы қадаулы табақтарының бұрандаларымен орында- құралымды ішіне алатын, қайда торцевых пластин қатпары майысқақтықты түйіншекке сомдайды, бірақ түйіншек әлі де кездің берілісіне деген алғыр. Жартылай қатты түйіншектер шарасыз болады, айталық, сыртқы табақ құралымдарында біреудің көпірлерінде мен U-тәріздес рамамен. Арада айтылмыш уақиғада көнгіштік ша U- қысаң сөрелері анықталатын. ҚР ҚН EN 1993-1-8 қаталдықтың ұйғарым әдістерін береді.

### **5.1.3 Құрылыстар мен негіздемелердің өзара әрекеттесуі**

Бұл тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.1.3(1) негізделеді. 5.1.3(1) Тармағы «тіректер деформациясының ерекшеліктеріне» тірек қабырғалары, пилондар, тіректің қаттылығы есептелуі тиіс болатындай жатқызылады. Есептен тікелей тұрақтылықты шығындауға кедергіні есептеуде немесе төзімділікті есептеу үшін тиімді ұзындықтарды анықтау кезінде қаттылықты қарастыру қосылады.

## **5.2 Жалпы есептеу**

**5.2.1 Құрылыстың деформацияланған геометриялық сұлбасының әсер ету нәтижесі**

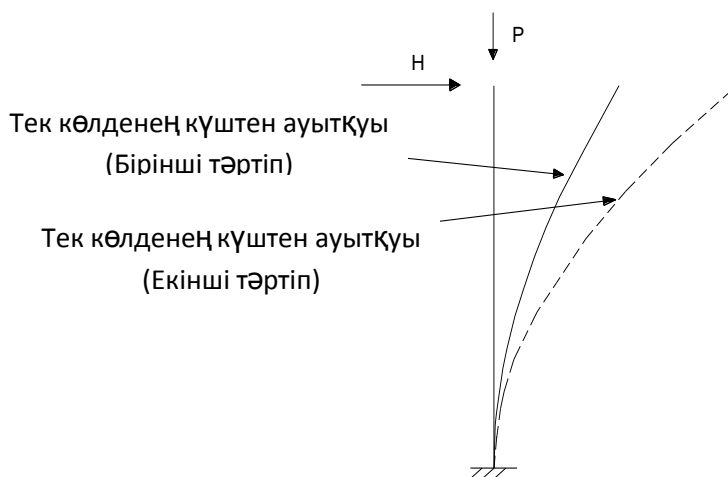
### **5.2.1.1 Осьтік күшті ескерумен екінші реттің әсерлері**

5.2.1.1.1 Екінші реттің әсерлері (құрылыстың деформацияланған геометриясын ескеретін) жүктеме астындағы ауытқулар мен бойлық күштердің өзара әрекеттесуімен туындаған қосымша әсер болып табылады. Мұндай әсерлерді қосымша сәттер элементтің

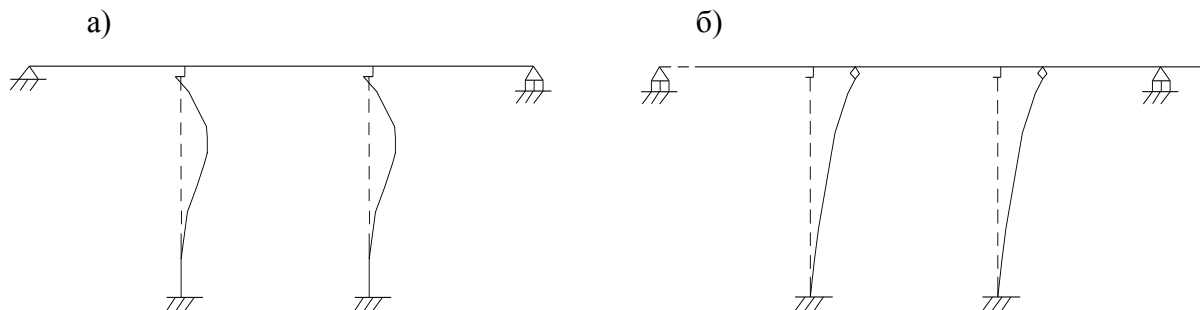
осьтік жүктемесінен немесе жүйенің ауытқуларынан туындайтынына байланысты  $P - \Delta$  әсерлер деп атайды (5.3 Суретті қараңыз). Ішкі күштер мен сәттерді бірінші реттің теориясы бойынша есеппен, сол секілді ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(1) Тармағында талап етілетіндей екінші реттің теориясы бойынша есеппен анықтау ұсынылады.

5.2.1.1.2 Екінші реттің әсерлері орнықтылық жойылуының жазық пішінін қосқанда, жазықтықтан және жазықтықта орнықтылықты жою пішіндеріне қолданылады. Соңғы пішін неғұрлым күрделі және екінші реттің әсерлері мен орнықтылық жойылуын тиісті түрде модельдеу үшін қабықша элементтерін қолданумен соңғы элементтерді қолданумен есептеуді қажет етеді. Жазықтықта тек екінші реттің әсерлерін ғана модельдеумен жазықтықтан орнықтылық бойынша арқалықтарды тексеру әдісі ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.4 Тармағында берілген.

5.2.1.1.3 Екінші реттің әсерлері «оқшауланған» элементтерге (мысалы, 5.3 Суреттегідей немесе 5.4 а Суреттегідей) және өзара әрекеттесу режимінде бірнеше элементтерді тартумен иілуі мүмкін барлық көпірлерге жатады (5.4 б Суретін қараңыз). ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(2) Тармағына сәйкес, егер олар конструкцияға әсерлерді едәуір арттырса немесе конструкцияның жұмысын едәуір өзгертсе, екінші реттің әсерлерін қарастыру қажет.



5.3 Сурет – Тік сызықты ұстынның ауытқулары



а) жергілікті екінші реттің әсерлері; б) жаһандық екінші реттің әсерлері;

5.4 Сурет – Жергілікті және жаһандық орнықтылықтың жойылу мысалдары

5.2.1.1.4 Екінші ретті есептеу – мәнісінде үнсіздік бойынша ҚР ҚН EN- да есептеу. Көпірлер мен олардың элементтері үшін бірінші ретті есептеуді, егер ҚР ҚН EN 1993-2 5.2.1(3) Тармағынан критерий орындалса, пайдалану ұсынылады. Қажеттіліктен минустарды екінші ретті есептеуді орындау – салу қағидасы әрекет етпейтіні, және барлық жүктемелер барлық өлшемдерімен және коэффициенттерімен, сондай-ақ жүктеме (әсер) комбинацияларымен жиынтықта көпірге қоса салынуы тиіс.

5.2.1.1.5 ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(3) Тармағында екінші реттің жаһандық әсерлерін елемеу ұсынылатын жағдай үшін:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \quad (5.1)$$

мұндағы  $F_{cr}$  - берік кезеңде конструкция үшін орнықтылықтың жойылуы кезінде шекті жүктеме, және  $F_{Ed}$  - конструкцияға есептік жүктеме. Есеп жүктемесінің шекті жүктеме деңгейіне дейін арту қатынасы коэффициенті берік орнықтылық жойылуын туғызу үшін. ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(3) Тармағы сондай-ақ көпірдің жекелеген элементтерімен бұл критерийді қолдануға жол береді, соның салдарынан  $F_{Ed}$  және  $F_{cr}$  бұл элементтердегі күш салуларға жатады. Иілімді кезеңде есептеу үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(3) Тармағында  $\alpha_{cr} \geq 15$  үшін неғұрлым жоғары мән келтірілген, себебі конструкция жұмысына соңғы шекті күйдегі материалдардың сызықтық емес қасиеттері едәуір әсер етуі мүмкін.

### **5.2.1.2 Бұрандамалар жылжуының жалпы есепке әсері**

5.2.1.2.1 Болт тесіктерінде жылжудың статикалық есепке әсері мен штифтар мен анкерлік болттарда тораптық жалғаулардың элементтеріндегі мұндай деформацияларды ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.1(6) Тармағында көрсеткендей ескеру қажет.

5.2.1.2.2 Болттың жылжуы байластырушы элементтер үшін ескерілуі ұсынылады. Болттың жылжу нәтижесі болып табылатын қаттылықты кенеттен жойылту бас элементтің және конструкцияның толық істен шығуына әкелуі мүмкін байластырушы элементтерге ұлғайтылған күштің ауытқуының артуына әкеледі. Байластырушы элементтер көтергіш қасиет бойынша шекті күйде жылжуға тұрақты деп жобалануы тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-8-да С санаты). Жылжу сондай-ақ басты арқалықтың айқастыра жалғауларында болуы мүмкін.

### **5.2.2 Фермалардың құрылымдық орнықтылығы**

#### **5.2.2.1 Негізгі ереже**

5.2.2.1.1 Көрсетілген ыдыс ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(1)-(4), (7), (8) Тармақтарында негізделген. Конструкция деформациясының әсері (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(1) Тармағын қараңыз) ескерілуі тиіс. Фермалардың немесе олардың бөліктерінің орнықтылығын тексеру тармағы екінші реттің жетілмегендіктері мен әсерлерін ескерумен жүргізілуі тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(2) Тармағын қараңыз). Екінші реттің әсерлерін жалпы берік есептеу негізінде есептелген бір қабатты рамалар (фермалар) үшін қадамдық немесе басқа

итерациялық рәсімдерді (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(4) Тармағын қараңыз) қосқанда, конструкцияның сәйкес есебін қолданумен есептеу ұсынылады, екінші реттің көлденең ауытқуының тік жүктемелердің ықпалынан әсерін сәйкес коэффициентті қолданумен (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(5.B) Тармағын қараңыз) жетілмегендіктермен туындаған, көлденең жүктемелердің (мысалы, желдің) және баламады жүктемелердің артуымен ескеру ұсынылады. Көпқабатты жақтаулар (фермалар) үшін бірқатар шарттар орындалған кезде (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(6.B) Тармағын қараңыз) екінші реттің көлденең ауытқуының әсерлерін есептеу әдістері нақтыланады. Жекелеген элементтердің орнықтылығын тексеру тәсілдерін ескеру қажет (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(7) Тармағын қараңыз). Егер жақтаудың (ферманың) орнықтылығы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3 Тармағына сәйкес баламалы ұстын әдісі бойынша тексеріспен бағаланса, онда есептік ұзындықтардың мәндері элементтер мен жалғайлардың қаттылықтарын, иілімді топсалардың болуы мен есептік жүктемелердің әсері кезінде қысушы күштердің таралуын ескерумен жақтау орнықтылығы жойылуының жалпы пішініне негізделген болуы тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2.2(8) Тармағын қараңыз). Бұл жағдайда көтергіш қасиетті анықтау кезінде қолданылатын ішкі күш салулар жетілмегендіктерді ескерусіз бірінші реттің теориясына сәйкес орындалады.

5.2.2.1.2 Конструкцияның «жаһандық» жетілмегендіктерін қосумен және элементтердің «жергілікті» жетілмегендіктерін қосумен екінші реттің есебін қолдану бұл құралдың 7.3 Бөлімінде келтіріледі. Арқалық орнықтылықтың жойылуының жазық пішініне бейім жерде, жетілмегендіктер сондай-ақ орнықтылық жойылуының берілген пішіні үшін екінші реттің әсерлерін ескеру үшін үлгіленуі тиіс, Егер бұл әдіс қолданылса, онда ҚР ҚН EN 1993-2 6.3 Тармағын қолданумен элемент орнықтылығының жекелеген тексерулеріне қажеттілік жоқ және элементтер көлденең қиманың беріктігі бойынша тексерілуі тиіс. Жергілікті және жаһандық жетілмегендіктерді қолданудың орнына, орнықтылық жойылуының ең жеңіл пішініне негізделген конструкцияға бірегей жетілмегендікті қолдану мүмкін. Бұл әдіс ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.2(11) Тармағында берілген.

5.2.2.1.3 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3 Тармағына сәйкес орнықтылық тексерулерімен «жаһандық» жетілмегендіктерді қосқада, екінші реттің есебін қолдануды есептен ұштық сәттер мен осьтік жүктемелерді қолданумен жекелеген элементтер үшін орындау қажет. Элемент ұштарында күштер мен сәттер конструкцияның жаһандық жұмысынан екінші реттің әсерлерін қамтитындықтан, онда жекелеген элементтердің тиімді ұзындығы барлық конструкцияның жаһандық деформацияларының әсерлерін қамтитын үлкен тиімді ұзындыққа емес, элементтің ұзындығына тең.

5.2.2.1.4 Жетілмегендіктерді үлгілеусіз бірінші реттің есебін қолдануға жол беріледі. Онда элементтер көпірдің орнықтылық жойылуының бірінші пішінін қамтитын сәйкес тиімді ұзындықтарды қолданумен ҚР ҚН EN 1993-2 6.3 Тармағы бойынша тексеріледі. Барлық екінші реттің әсерлері онда көтергіш қасиет бойынша сәйкес формулаларға ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3 Тармағына қосылған.

5.2.2.1.5 Екінші реттің есебін деформацияланған геометрияны ескеретін компьютерлік бағдарламалардың көмегімен, немесе жетілмегендіктер әсерлерін қосқанда, бірінші реттің есебінен сәттердің артуын ескерумен кез келген тура есеппен орындау ұсынылады.

### 5.2.2.2 Сәттерді арттыру әдісімен екінші ретті есептеу

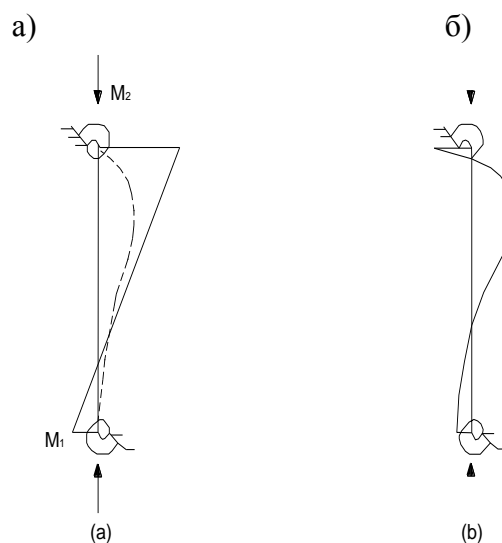
5.2.2.2.1 Орнықтылықтың жойылуы кезінде берік шекті жүктемеде немесе иілуші сәтте элементтің нақты беріктігінен тәуелділіктен жоқ болғанымен, олар бірінші реттің есеп нәтижелерінен екінші реттің әсерлерін анықтауда параметр ретінде қолданылуы мүмкін. ҚР ҚН EN 1993-2 5.2.2(5) Тармағы берік теорияға негізделген, сондықтан екінші реттің әсерлерін қосқанда топсалы бекітілген өзекте толық сәттерді бірінші реттің сәттерін (бастапқы жетілмегендіктерден сәттерді қосқанда) элементтің орнықтылығы жойылуы кезінде әйлер жүктемесі мен осьтік жүктемеге байланысты көбейткішке көбейту арқылы алу ұсынылады.

5.2.2.2.2 Топсалы сүйенген өзек жағдайының үлкен практикалық мәні бар, себебі Случай екінші реттің әсерлері мен топсалы сүйенген өзектер үшін жетілмегендіктер ҚР ҚН EN 1993-2 6.3 Тармағында орнықтылықтың иіліп жойылуы кезінде көтергіш қасиетті анықтайтын формулаларда келтірілген. ҚР ҚН EN 1993-2 (5.2) Формуласы бірінші реттің сәттерін арттыру арқылы екінші реттің әсерлерін қосқанда, көпірлер мен көпір құраушыларында толық сәттерді анықтайды (барлық жетілмегендіктердің әсерлерін қосқанда). Екінші реттің әсері мына формуламен есептелінеді:

$$M_{II} = M_I \left[ \frac{1}{1 - (1/\alpha_{cr})} \right] \quad (5.2)$$

мұндағы  $\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed}$ . Оңашаланған элементтер үшін  $\alpha_{cr}$  коэффициентін синусоидты немесе үш бұрышты қисаю үшін пайдалану ұсынылады.  $F_{cr}/F_{Ed}$  қатынасын ЭЕМ- на орнықтылықты тікелей берік шекті есептеумен анықтау ұсынылады.

5.2.2.2.3 Жоғарыда аталған ұғымдар бірінші реттің соңғы сәті  $P - \Delta$  әсерден соңғы сәті жеріндегідей қимада алынады. Бір ұшында іргетасқа және екіншісінде төсемге жалғану нәтижесі болып табылатын иілуші қаттылықпен құраушы тіректі қарастыру (5.5 Суретті қараңыз)  $P - \Delta$  сәті бірінші реттің жоғарыда соңғы ұшты сәтін нақты азайтатынын көрсетеді.



а) бірінші реттің салынған сәті мен алынған ауытқу; б) екінші реттің есептерінен қосымша сәттер;

### 5.5 Сурет – Бірінші реттің салынған сәттерінің артуы (жетілмегендіктер түсінікті болу үшін алынып тасталған)

5.2.2.2.4 Бұл әдісті пайдалану мен дәлдікке шектеулер екінші реттің әсерлерін қарастыру қажет екінші реттің берік компьютерлік есебін орындау, немесе оларды сәйкес есептік ұзындықтар мен көтергіш қасиет формулалары арқылы қосу дұрыстау екенін білдіреді.

### 5.2.2.3 Есептік ұзындықтар

5.2.2.3.1 Екінші реттің әсерлері ескерілуі тиіс, бірақ екінші реттің есебін орындау қажетсіз емес жағдайларда, есептің ұзындық түсінігін (бұл құралдың 5.2.2.3.2 – 5.2.2.3.7 Тармақтары) көтергіш қасиеттің формулаларымен және ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3 Тармағынан өзара әрекеттестіктермен бірге қолдану қажет. Бұл жағдайда жетілмегендіктер үлгіленбейді, егер жергілікті және жаһандық әсерлер есептік ұзындыққа кіргізілген болса.

5.2.2.3.2 ҚР ҚН EN 1993-2 Г Қосымшасы фермаларда көпірдің оқшауланған элементтері үшін және арқалы көпірлердің орнықтылығын есептеу үшін есептік ұзындықтарды есептеу әдістерін анықтайды және есепте екінші ретті қолданған кезде арқалар үшін жетілмегендіктерді анықтайды.

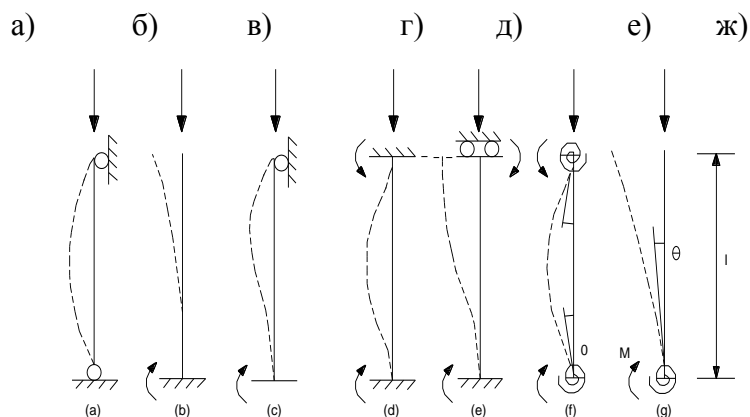
5.2.2.3.3 Осы тік бағытта тиелген элементтер үшін есептік ұзындықтар бойынша құрал ҚР ҚН EN 1992-1-1- де келтірілген Оқшауланған элементтердің типтік параметрлері қамтиды:

а) жүктеме тірекмен жылжиды деген болжаммен бос ұшымен өзектер (5.6 а) Суретті қараңыз);

б) төсемнің өзі позициялық қаттылықты қамтамасыз етпейтін және өзектің ұшымен жылжитын бекітілген ұшымен өзектер (5.6 б) Суретті қараңыз);

в) төсем арқылы қатты қабырғаға немесе басқа тірекке жалғаумен шектелген үстінен тіркелген (топсалы) тіректермен өзектер (5.6 в) Суретті қараңыз).

5.2.2.3.4 7.6 Суреттің а) -дан д)- ге дейінгі жағдайларында есептелген есептік ұзындықтар іргетас (немесе басқа шектеулер) қатты бітеуді қамтамасыз етеді деп болжайды. Практикалық бұл ешқашан орын алмайды, және есептік ұзындық қатты бітеулер үшін теориялық шамаға қарағанда біраз көбірек болады және кез келген иілгіштік қарастырылуы қажет.

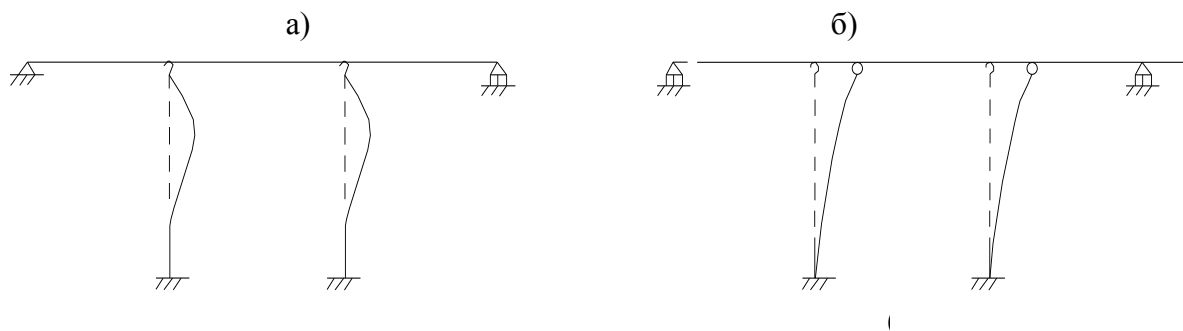


а)  $L_{cr} = l$ ; б)  $L_{cr} = 2l$ ; в)  $L_{cr} = 0.7l$ ; г)  $L_{cr} = l/2$ ; д)  $L_{cr} = l$ ; е)  $l/2 < L_{cr} < l$ ; ж)  $L_{cr} > 2l$

**5.6 Сурет. – Оқшауланған элементтер үшін сәйкес есептік ұзындықтары мен орнықтылық жойылуының әр түрлі пішіндерінің мысалдары**

5.2.2.3.5 5.6 Суретінде жағдайлар иілу жағдайында жылжу қаттылығын ескермейтінін айта кету қажет. Егер бір тіреу екіншілеріне қарағанда құраушы көпірде орын алатындай жететін болса, бұл қаттылықты елемеу дұрыс болмаушы еді, себебі неғұрлым иілімді тіректер нақты түрде неғұрлым қаттырақ «бекітілуі» мүмкін. Бұл жағдайда компьютерде орнықтылық жойылуының берік шекті есебі есептік ұзындықты азайтылған мәніне әкеледі.

5.2.2.3.6 Неғұрлым күрделі жағдайлар үшін (ұзындықтың бойымен ауыспалы қалыңдықпен элементке қатысты) тікелей  $F_{cr}$ - пен жұмыс істеу ұсынылады.  $F_{cr}$  шамасын орнықтылықтың жойылуы кезінде берік компьютерлік есеппен есептеу және сосын көбейткішті есептеу үшін ҚР ҚН EN 1993-2 (5.2) Формуласы бойынша сәтті қолдану қажет. ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1 Тармағында элементтің көтергіш қасиетінің қисықтарын пайдалану үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.50) мәніне иілгіштікті анықтауға болады.



а) жекелеген тіректер (бекіту бар); б) жаһандық (бекітілмеген);

### 5.7 Сурет– Орнықтылық жойылуының «жергілікті» және «жаһандық» пішіндері

5.2.2.3.7 Есептік ұзындықтарды құраушы көпірлерде және ауыспалы қаттылық тіректерінің топтары жалпы төсеммен байланысты басқаларында тірек үшін алу ұсынылады. Бұл жағдайда орнықтылықтың жойылуының жүктемесі мен кез келген тіректің есептік ұзындығы басқа тіректердің жүктемесі мен геометриясына байланысты. Барлық тіректер бірге иілуі және бекітілмеген болып жұмыс істеуі мүмкін (5.7 б) Суретін қараңыз). Неғұрлым қарапайым қатты тірек немесе тірек қабырға иілудің алдын алуы және басқа тіректер үшін қосымша қаттылық беруі мүмкін (5.7 а) Суретті қараңыз). Аналитикалық әдісті бұл жағдайда барлық тіректерге бар жүктемелерді қойып және орнықтылық жойылуының қажетті пішіні табылғанша оларды (жүктемелерді) пропорционал арттырып, дәл есептік ұзындықты табу үшін ұсынылады. Сонда  $F_{cr}$  орнықтылықтың жойылуы кезінде қызықтыратын элементте осьтік жүктеме ретінде анықталады.

## 5.3 Құрылыс ақауларын есептеу

### 5.3.1 Жалпы ереже

5.3.1.1 Бұл тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.1(1)-(3) Тармағына сүйенеді. Жетілмегендіктер геометриялық жетілмегендіктерді және қалдық кернеулерді қамтиды (ҚР



ҚН EN 1993-1-1 5.3.1(1) Тармағын қараңыз). «Геометриялық жетілмегендік» термині дайындау мен монтаждау кезінде алынатын дәл геометриялық пішіннен, сызулардың өлшемдерінен ауытқуларды сипаттау үшін қолданылады. Геометриялық жетілмегендіктер тіктіктен, тура сызықтықтан, есептік өлшемдерден ауытқуларды және тораптың кішігірім эксцентриситеттерін қамтиды. Элементтердің жүктеме астындағы іс-қимылы да элементтер шектерінде қалдық кернеулерді ескереді. Қалдық кернеулер есептікке қарағанда неғұрлым төмен салынған сыртқы жүктеме кезінде аққыштыққа әкелуі мүмкін. Қалдық кернеулердің әсерлерін қосымша баламалы геометриялық жетілмегендіктермен үлгілеу ұсынылады.

5.3.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.1(3) Тармағы жетілмегендіктер конструкцияның барлық конфигурациясына (жаһандық жетілмегендік) немесе жергілікті ауқымда элементтерге (жергілікті жетілмегендік) жатуы мүмкін екенін көрсетеді. Жетілмегендіктер, егер олар элементтерді тексеру кезінде көтергіш қасиеттің сәйкес формулаларының көмегімен қосылмаса, жалпы есепке кіргізілуі тиіс. Мысалы, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суретінде көрсетілген орнықтылықтың қисықтары элементтің орнықтылығы бойынша есептік ұзындықты есептеу үшін барлық жетілмегендіктерді қамтиды.

### **5.3.2 Фермерлердің жалпы есебі үшін жетіспеушілік**

#### **5.3.2.1 Жалпы ережелер**

Осы тармақ 5.3.2(1)-(3)-Тармағына ҚР ҚН EN 1993-1-1 негізделген. 5.3.2(1) Тармағы тұрақтылықты жоғалтулардың жалпы және жергілікті алуға ұсынылады. Симметриялық және асимметриялық формалар кіретін, тайпақтан таймақты тұрақтылықты жоғалту формалары, 5.3.2(2) Тармағына сәйкес қарастыруды талап етеді. Тұрақтылықты бірнеше формаларды қарастыру қажет, жүктеу бойынша ең төменгі мағынасымен бір ғана болады. ҚР ҚН EN 1993-1-1 ережесіне балканың элементтеріне толық есептерді қамтиды және пластинаның тұрақтылығына жергілікті жоғалтуға қарастырылады. ҚР ҚН EN 1993-1-5 пластина элементтерде жетілдіру модельдеу ережелерін келтіреді. Осы оқулықтың 5.3.2 Тармағының қалған бөлігі жаһандық және жергілікті жетіспеушіліктерін, сондай-ақ жергілікті және жаһандық жетіспеушіліктер комбинациясын пайдалану анықталады.

#### **5.3.2.2 Тұрақтылықты жоғалтудың жалпы формасы негізгі жетілдіру**

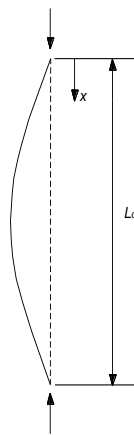
5.3.2.2.1 5.3.2(11) Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 талаптарына сәйкес, (5.9) және (5.10) мағынасынан тұрақтылығын жоғалту формасы мен көпір үшін тұрақтылықты жоғарту түріндегі формасына негізделген жаһандық және жергілікті жетіспеушіліктерінің артықшылық формасын алу ұсынылады. Амплитуда бірыңғай формуласы түрінде ауытқиды:

$$\eta_{init} = \frac{\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)}{\bar{\lambda}^2} \cdot \frac{1 - \frac{\chi \bar{\lambda}^2}{\gamma_{m1}}}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \cdot \frac{M_{Rk}}{EI \eta_{cr, max}''} \eta_{cr}, \quad (5.3)$$

мұндағы  $\eta_{cr}$  - қатты дәстүрде тұрақтылықты жоғалу кезінде элементтерді ауытқу;

- $EI\eta''_{cr,max}$  - критикалық көлденең қиылысында  $\eta_{cr}$  шартталатын максималды иелімелі сәт;  
 $\alpha$  - 6.1 және 6.2 кестелерде ҚР ҚН EN 1993-1-1 алынған тұрақтылықты жоғалтуда тиісті қисық үшін төмендетілген коэффициент.  
 $\chi$  - көлденең қиылысқа байланысты тұрақтылықты тиісті қисық жоғалту үшін төмендетілген коэффициент (6.3.1 Тармағын қара ҚР ҚН EN 1993-1-1).

5.3.2.2.2 Келтірілген формуланың жетіспеушілігі ең анық емес жетістіктерге негізделген болады, ол ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1.2 Тармағын есептеу формуласында келтірілген. Осы мағынаны пайдалану 5.8 Суретте көрсетілген өзекті қарастыру жолымен көрсетіледі, ол үшін келтірілген формуланы пайдаланумен қатты есеп үшін осы нәтижелер келтіріледі.



**5.8 Сурет – Қысу кезінде шарнирлі опертті итергіш тұрақтылығын қозғалту формасының түрі**

5.3.2.2.3 Жалпы рәсім кейбір максималды ординатты қабылдай отыра, тұрақтылықты жоғалту формасын алдымен анықтап алу қажет (жай кезде, 1,0, өйткені аталған формалар жай кезде қалпына келеді) және кейін тұрақтылықты жоғалтудың аталған формасынан барынша сәтті анықтайды. Формулада жоғары бойынша есептеледі, иілмелі формалардың түріне жетілдіреді.

5.3.2.2.4 Г Қосымшасы Г.3.5 Тармағы Г.8 Кестесінде келтірілген жетіспеушіліктердің нақтв көпірлері үшін тікелей пайдалану ұсынылады.

### 5.3.2.3 Жергілікті және жаһандық жетіспеушіліктерді бөлу

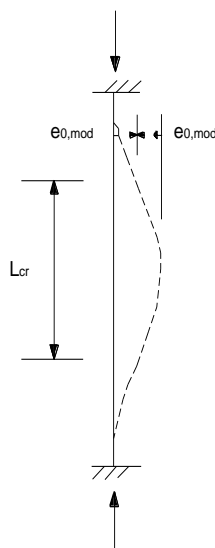
5.3.2.3.1 ҚР ҚН EN 19 93-1-1 5.3.2(3) Тармағынан жетілдіру және көлденең комбинациялары ретінде пайдаланылады.

5.3.2.3.2 Элементтердің жергілікті жетіспеушігі  $e_0/L$  иілу шамасымен  $L$  элементінің ұзындығы бойынша иілуді есепке алу қажет.  $e_0$  шамасы ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.1 Кесте бойынша анықтауды талап етеді, 6.2 Кестеге сәйкес қисыққа сәйкес. Егер көлденең ауытқулар болмаса, онда элемент тұрақтылығын жоғалту формалары сияқты, сол формалар бойынша бөлінетін болу ұсынылды. Егер, осы талап орындалса, онда  $e_{0,mod}$  амплитудасы  $L_{cr}$  толқыны ұзындығының жартысына  $e_{0,mod}/L_{cr}$  шамасын пайдаланумен

5.1 кестесі бойынша анықталу ұсынылады. Осы жағдай тіректі айналуға экстремалды жағдайда 5.9 Суретте көрсетіледі. Осы жағдайда аталған жетіспеушілік үлкен сәтке келтіреді, онда иілменің жартысы пайдаланады. Барлық жағдайда, жергілікті және жаһандық жетіспеушіліктерді максималды ортақ әрекет етуіне кепіл беру үшін жергілікті иілмеге бағытты анықтайды.

5.3.2.3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.2(7) Тармағында айтылғандай, оларға эквиваленттімен ауыстыру немесе барлық конструктивтік кестесіне модельдеумен немесе есепке алумен ұсынылады.

5.3.2.3.4 Көлденең ауытқулармен туындаған жетіспеушіліктер барлық бағытта қарастыруды талап етеді, бірақ олар бір мезгілде екі және одан да көп бағытта әрекет етеді. Осы талап жетіспеушіліктерді критикалық бөлуін анықтау кезінде қажет болады.



**5.9 Сурет- Шеттерінде бүгілмелі қиылыс шарттарында қосымша жергілікті қол жетімді жетілдіру мысалы**

### **5.3.3 Қаттылық байланыстары жүйесін талау үшін жетістіктер**

5.3.3.1 Балка қаттылығы жүйесін талдау үшін жетісушілікті осы құралдың 5.3.3.1 – 5.3.3.4 Тармағына сәйкес анықтау қажет, ол ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.3(1)-(5) Тармағына анықталған, олар ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.3(1)-(5) Тармағына негізделген және балкалар тұрақтылығын қамтамасыз ететін байланыс жүйелерін қарастырады және 5.3.3 Тармағы балкалар мен қысатын элементтерге қатысты болса да, байланыс жүйелерін қарастырады. Байланыс элементтерінің жүйелері болған кезде, тиісті жетіспеушіліктер олардың есебі үшін көпірлі балкалар үшін жетіспеушілік болуымен ерекшеленеді. Байланыстар көпір балкалардың қысылған сөрелері үшін қажет және 5.6 Тармағында көрсетілгендей бекіткіштер түрінде болуы мүмкін немесе қысу мен бүгілу комбинациясы болуы мүмкін. Соңғысы, ережеге сай, иілү аумақтарында болатын көпірлерде белгіленеді, онда төсеу плиталары ұзартылған сөрелі білдіреді және төменгі сөре вертикалды бекіткіш арқылы төсегішпен байланысты болады.

Соңғысы, ереже сай, иілмелі аумағында болатын көпірде белгіленеді, онда плиталар тартушы сөрелермен байланысты.

5.3.3.2  $e_0 = \alpha_m L / 500$  шамасын қолданумен есептеледі, бекітілген элементтерге (егер элементтер қысылады) немесе бекітілген сөрелер егер элементтері қосылады (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.3(1) Тармағын қара).  $L$  – байланыс жүйесін ауысу және  $\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}$  – түсіндіретін коэффициент, максималды саны бірінші және одан болатын азайтылған мүмкіндігі болады;  $m$  – сөрелердің бекіту саны.

5.3.3.3 5.3.3(2) Тармағы иіlmелі эквивалентті тұрақты күшімен аударады,  $N_{Ed}$  көрсетілгендей, ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.6 Суретте көрсетілген.  $N_{Ed}$  – 5.3.3(3) Тармақта анықталған сөреде максималды күші. Балкалды өзінде қосылған эквивалентті бөлгіш жүктеш, келесі формула бойынша есептеледі:

$$q = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2},$$

онда  $\delta_q$   $q$  жүктемесімен жүйе тайпақтығында ауытқу және кез-келген басқа да жүктеме қосымшалары бірінші қатардағы есеппен беріледі. Егер екінші тәртіптегің есеп пайдаланылса, онда  $\delta_q$  нөлге теңді қабылдау керек.

5.3.3.4 Балканың қысылған сөресін бекіткен жағдайда  $N_{Ed}$  күшінің тұрақты биіктігі  $M_{Ed}/h$  ретінде қабылдау керек, онда  $M_{Ed}$  – балкадағы максималды иіlmелі сәт, және  $h$  – балканың толық биіктігі. Осы тармақтағы ескертпе, егер балка қысылған жүктемені берсе, онда балка алатын қысу бөлігі  $N_{Ed}$  есебіне кіруі тиіс.

### 5.3.4 Элементтердің ақаулары

5.3.4.1 Осы парау ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.4(1)-(3) Тармағына негізделген. 5.3.4(1) Тармағы, жетіспеушілік элементтері элементтердің тұрақтылығы бойынша негізгі қабілеттілік формуласына кіреді. 5.3.4(2) Тармағына сәйкес, элементтер тұрақтылығын екінші қатарды есепке алу арқылы есептеу кезінде, 5.2.2(7) Тармағына сәйкес 5.3.2(3)б, 5.3.2(5)в, немесе 5.3.2(6) ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармақтарына сәйкес  $e_0$  қысылған элементтерден ауытқуды есепке алу қажет.

5.3.4.2 Бүгілу тайпақ формасының тұрақтылығын жоғалтуды есепке ала отыра, екінші тәртіптің теориясы бойынша есепте, ауытқулар  $ke_{0,d}$  тең қабылданады, онда  $e_{0,d}$  – қарастырылатын профильдің аз қаттылығы тайпағына эквивалентті бастапты иіlmелі ауытқу қарастырылады. Жалпы жағдайда қосымша айналмалы ауытқуды есепке алу қажет емес. Егер тайпақ форма тұрақтылықты жоғалту екінші тәртіпті есепке өткізілетін болады, бірақ соңғы элементтердің элементтерімен тиісті есептеу қажет.

## 5.4 Материалдарды деформациялаудың желілігі емес есебімен талдау әдістері

### 5.4.1 Жалпы әдістер

5.4.1.1 5.4.1(1) Тармағының талаптарына сәйкес ҚР ҚН EN 1993-2, жағдайлар үшін ішкі күш пен сәттері қатты есептерді анықтайтын барлық апаттық емес болып табылады. Мекемелер үшін ережелерден басқа, онда қатты пластикалық есепті қабылдау ұсынылады. Шарнирдің орналасқан жерінде 1 класта элементтерде қолданылады және 5.6 Тармағына ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес басқа талаптарды сақтайды.

5.4.1.2 Көпір тірегіне автокөліктің соғылуы немесе парапет туралы соққы сияқты апаттық жағдайлар үшін, Ұлттық қосымша, «пластикалық» жалпы есеп пайдалануы мүмкін нұсқау берілуі мүмкін. «Пластикалық есеп» термині ҚР ҚН EN1993-1-1 желлі емес есепті және 7.4.3(1) Тармақтағы қатты пластикалық есепті қамту үшін пайдалануы мүмкін.

5.4.1.3 ҚР ҚН EN1993-1-5 С қосымшасы соңғы элементтер әдісімен пластиналарды желілі емес модельдеу үшін ережелерді анықтады. Пластиналардың бұзылмайтын қабілеттіліктерін анықтау үшін, есеп жетілмеушіліктерді есепке алумен екінші қатарда (геометриялық желілі емес) болуы тиіс. С.1 кестеден, материалды жүргізу қатаң болуы тиіс, ол кезде бас тарту пластинада бірінші ағымдылық пайда болған кезде болады немесе желілі емес болуы мүмкін, ол кезде кейбір қайта бөлу болуы мүмкін және пластина үлкен жүктемені беруі мүмкін. 5.4.1(1) Тармағына сәйкес ҚР ҚН EN 1993-2 көпірлер үшін апаттық емес жағдай үшін желілі емес есепті пайдалануға тыйым салады және қосалқы элементтерді жобалау үшін жалпы пластикалық есепті пайдалануы мүмкін.

5.4.1.4 Қатты пластикалық есептерді қоса алғанда, жалпы пластикалық есептер үшін ережелер ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.4.1 және 5.5 Тармақтарында берілген.

#### **5.4.2 Жалпы қатты есеп**

5.4.2.1 Осы тарау 5.4.2(1)-(3) Тармағына негізделген ҚР ҚН EN 1993-1-1. 5.4.2(1) Тармағының талабына сәйкес, желілі қатты жалпы есеп жібермеуге негізделеді, ол қуатты-деформацияланған материал тәртібін желілі түрде элементтердегі қуаттың деңгейіне байланысты болады. Осы талаптар, жергілікті қиылыстардың көлденең қиылысының қозғалмалы қабілеттілігі олардың пластикалық ілесуіне негізделеді (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.4.2(2) Тармағын қара).

5.4.2.2 ҚР ҚН EN 1993-2 5.4.2(2) Тармағы, егер барлық элементтер 1 класқа жатса, онда температуралардың әсері және келетін қабілеттілікті жоғалту бойынша шектік жағдай есепке алынбайтын болады.

5.4.2.3 Қатты жалпы есепті, жергілікті көлденең қиылыстар, 5.4.2(3) Тармағының тұрақтылығын уақытша жоғартуға жергілікті көлденең қиылыстарды пайдалану ұсынылады.

#### **5.5 Көлденең қиылыстардың жіктелуі**

##### **5.5.1 Негізгі ережелер**

Бұл тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-1- 5.5.1(1) Тармағына негізделген. Жергілікті тиянақ көлденең қиманың топтастыруы көлденең қималар қарсылықты және зейінді айланпасқа ысырапсыз шекараның ұйғарымінде қамалады сақта-. Топтастыру ортақ есептің және негіздің қолжетімді әдістерін қарсылық үшін қатпарға анықтайды. Қиманың топтастыруы элементте кернеудің және элементтің аққыштығының шегімен анықталады.

### 5.5.2 Жіктелуі

5.5.2.1 Көлденең қиылыстардың жіктелуін осы құралдың 5.5.2(1)-(10) ҚР ҚН EN 1993-1-1 және 5.5.2.1 - 5.5.2.8 Тармақтарына сәйкес жүргізу керек. Болат элементтер 7.5.2(1) сәйкес келесі төрт классқа топтастырылған:

а) 1 классты көлденең қиылыстар – мұнда кедергінің төмендеуісіз салмақ түсетін қабілеттілікті төмендетусіз қол жеткізілетін және пластикалық есеп кезінде қажет етелітен айналу қабілеттілігімен пластикалық топса жасалуы мүмкін. ҚР ҚН EN 1993-2 болат көпірлер үшін апатты жағдайлардан басқа, қатты пластикалық есепке рұқсат бермейді.

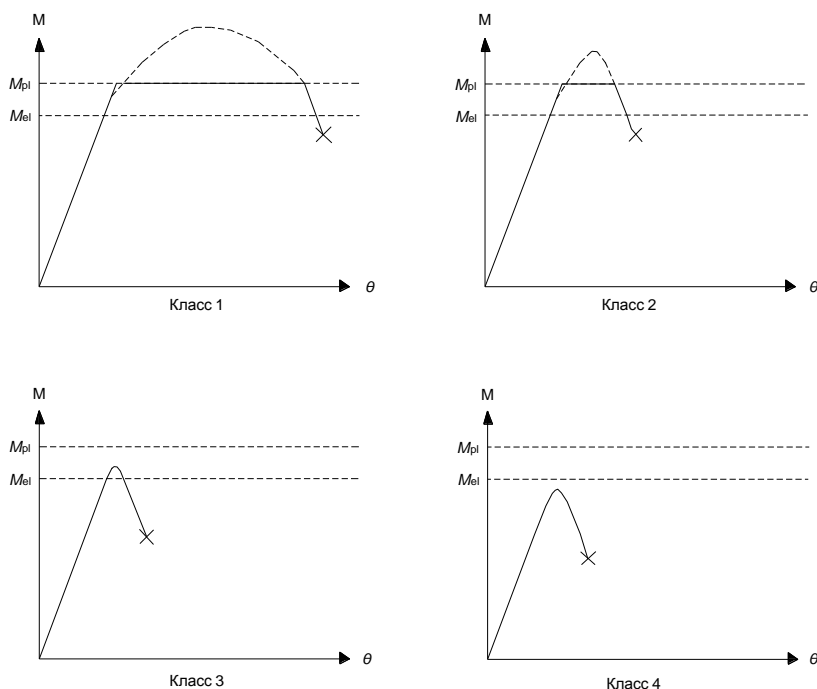
б) 2 классты көлденең қиылыстар – мұнда, пластикалық сәтке кедергі дамиды, бірақ тұрақтылықтың жергілікті шығынының салдарынан бұрылуға қабілеттілік шектелген. Салмақ түсетін қабілеттілік бойынша бірінші шекті күйі толығымен 2 классты көлденең қиылыста қысылған, пластикті топса дамыған уақытта және сондықтан қатты пластикалық есеп қолданылмауы керек.

в) 3 классты көлденең қиылыс – мұнда, кернеулердің үлестірілуі кезінде болат элементінің қысылған талшықтарындағы кернеу аққыштық шегіне жетуі мүмкін, бірақ жергілікті тұрақтылық шығыны палстикалық иілістегі салмақ түсетін қабілеттіліктік қол жетімділігінен асуы мүмкін. Салмақ түсетін қабілеттіліктің бірінші шекті күйіне тұрақтылықтың жергілікті шығын болған кезде 3 классты көлденең қиылыста қол жеткізіледі.

г) 3 классты көлденең қиылыс – жергілікті тұрақтылық шығыны көлденең қиылыстың бір немесе бірнеше бөлшектерінде болады. Салмақ түсетін қабілеттіліктің бірінші шекті күйіне тұрақтылықтың жергілікті шығын болған кезде 4 классты көлденең қиылыста қол жеткізіледі. ҚР ҚН EN 1993-1-5 4 класстың панелінің есептік енін анықтау үшін қолданылады.

5.5.2.2 Төрт түрі де 5.10 Суретте көрсетілген. Шындығында, бұл сәт пластикалық сәттің шегіне дейін өсе береді,  $M_{p1}$ , 1 және 2 классты жағдайларда деформациялық беріктілік және қаттылықты жоғалту сәтінде  $M_{e1}$ .

5.5.2.3 Көлденең қиылыстардың жіктелуі қысылған аймағындағы орналасқан қиылыс бөліктерінің қалыңдығына енінің қатынасына байланысты болады. Қысылған аймақтар қарастырылып отырған жүктеменің әсерімен толықтай немесе жартылай көлденең қиылыстың барлық бөліктерін қосады. Көлденең қиылыстағы түрлі қысылған бөліктер (қабырға немесе сөре) түрлі кластарға жатқызылуы мүмкін. (ҚР ҚН EN 1993-1-15.5.2(3), (4), (5) Тармақтары). Егер болат элементтің қиылысы сөре мен қабырға үшін жіктелуінің ерекшелігі болса, онда көлденең қиылыс қысылған бөліктерінің қолайсыз кластарына сәйкес жіктелуі керек (ҚР ҚН EN 1993-1-15.5.2(6) Тармағын қараңыз). Ерекшеліктер 6.2.1(10) және 6.2.2.4(1) Тармақтарынла көрсетіледі.



**5.10 Сурет – Көлденең қиылыстардың 1-4 кластары үшін дәріптелген қисық бұрылыс-сәттері**

5.5.2.4 1,2 және 3 класты қиылыстар үшін  $c/t$  шекті қатынастарды ҚР ҚН EN 1993-1-1 – 5.2 Кестесіне сәйкес қабылдау керек. 3 класты қиылыс үшін шекті қатынастарына сәйкес келмейтін қиылыс бөліктері, 4 класты қиылысқа жатқызылуы керек.

5.5.2.5 Осы құралдың 5.5.2.6 Тармағында келтірілген жағдайларды есептемегенде, 4 кластың қиылысы 3 класқа жатқызылуы мүмкін, егер  $c/t$  мәні  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M0}}}$  кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2. Кестесі бойынша 3 класты қиылыс үшін есептелген мәннің кем болса, мұндағы  $\sigma_{com,Ed}$  — екінші тәртіптің теориясы бойынша есептен қажіттілікке қарай немесе бірінші тәртіптің теориясы бойынша қабылданатын бөлімдегі кернеуді есептік максималды қысу керенуі.

5.5.2.6 Бірақ, егер тұрақтылығы бойынша элементтің салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3 Тармағы қолданылса, барлық жағдайларда 3 класты  $c/t$  шекті қатынасты ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2. Кестесі бойынша қабылдау керек.

5.5.2.7 ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.4 Тармағына сәйкес көлденең қималарды 3 классты қабырғалармен және 1 және 2 классты тақтайлармен классификациялауға 2 классты көлденең эффективті қабырғалармен көлденең қималар деп кеңес беріледі.

5.5.2.8 Егер қабырға тек көлденең күштерді ғана қабылдаса, бойлық күш пен сәт бойынша көлденең қиылыстың салмақ түсетін қабілеттілігінен аспаса, онда көлденең қиылысты сөренің класына байланысты ғана 2,3 немесе 4 класының қиылысы ретінде қарастыру керек. Егер сөре қабырғаның тұрақтылығы шығынын тудырса ҚР ҚН EN 1993-1-5 жүгіну керек.

## 6 САЛМАҚ ТҮСЕТІН ҚАБІЛЕТТІЛІКТІҢ ШЕКТІ КҮЙЛЕРІ

### 6.1 Жалпы ережелер

6.1.1 Болат көпірдің сындарлы элементінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігі  $R_d$  салмақ түсетін қабілеттіліктің  $R_k$  тиісті нормативті мәндерін сенімділіктің меншікті коэффициентіне бөлу арқылы анықталады  $\gamma_M$  (Осы құралдың 6.1 Кестесін қараңыз) әр нақты жағдай үшін.

6.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1- 2.4.3 Тармағына сәйкес  $R_d$  мәнін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1990 (6.6 с) немесе (6.6 d) Формуласын қолдану керек:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R \cdot \{\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)}; a_d\}, \quad (6.1)$$

мұндағы  $R_k$  – материалдар мен өлшемнің қасиеттерінің нормативті немесе номиналды мәндері бойынша анықталатын әр нақты жағдай үшін салмақ түсетін қабілеттіліктің нормативті мәні;

$\gamma_M$  – нақты есептік жағдай үшін сенімділіктің меншікті коэффициенті.

ЕСКЕРТПЕ  $\eta_1$ ,  $\eta_i$ ,  $X_{k1}$ ,  $X_{ki}$  и  $a_d$  параметрлерін анықтау - ҚР ҚН EN 1990.

### 6.1 кесте - Меншікті сенімділік коэффициенттері

Есептік өлшем	Сенімділіктің меншікті коэффициентінің ұсынылатын мәні
а) Элементтер мен сұлбалардың кедергісі:	
Бойлық иілуі кезіндегі тұрақтылықты жергілікті жоғалтуды қосатын шамадан тыс пластикалық деформацияның сұлбаларының кедергісі	$\gamma_{M0} = 1,0$
Бағалауы элементтерді тексеру жолымен жүзеге асырылатын тұрақтылықты жоғалту шығындарына элементтерінің кедергісі	$\gamma_{M1} = 1,1$
Созылуға жұмыс істейтін сұлбалардың бұзылуына кедергі	$\gamma_{M2} = 1,25$
б) Қосылыстардың кедергісі:	
Болттардың кедергісі Тойтармалардың кедергісі штифтердің кедергісі Дәнекерлеу жіктерінің кедергісі	$\gamma_{M2} = 1,25$
Қозғалыс кедергісі Салмақ түсетін қабілеттілі шығыны бойынша шекті күйдегі (С санаты) Қалыпты пайдалануға жарамдылықтың шекті күйі	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3,ser} = 1.1$



6.1 кесте - Сенімділіктің меншікті коэффициенттері (жалғасы)

Есептік өлшем	Сенімділіктің меншікті коэффициентінің ұсынылған мәні
Болттардың майысуына кедергі	$\gamma_{M4} = 1.1$
Торлы фермалардың бос денелі сұлбаларының кедергісі	$\gamma_{M5} = 1.1$
Пайдалануға жарамдылықтың шекті күйіндегі штифтердің кедергісі	$\gamma_{M6,ser} = 1.0$
Жоғары беріктілігі бар болттардың алдын ала тартылуы	$\gamma_{M7} = 1.1$

## 6.2 Көлденең қималардың тірегіш қабілеті

### 6.2.1 Жалпы ережелер

6.2.1.1 Болат көпірлердің конструктивтік бөлшектерінің көлденең қималарының тірегіш қабілетін анықтау. (ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.1(1) Тармақтан қараңыз) 6.2.1 (1)÷6.2.1(10) Тармақтағы нұсқауға негізделген ҚР ҚН EN 1993-1-1.

6.2.1.2 Әр көлденең қималардағы күштердің есептік мәні тірегіш қабілеттің тиісіті есептік мағынасынан аспауы керек, және бірнеше салмақ бір мезгілде әсер етсе, олардың іс-әрекетінен түсетін суммарлық күш осы комбинация үшін тірегіш қабілеттен аспауы керек. (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(1) Тармақтан қараңыз).

6.2.1.3 Кешігу қозғалысының және тұрақтылықты жергілікті жоғалту әсерлерін ҚР ҚН EN 1993-1-5. сәйкес тиімді енін белгілеу кезінде есептеген жөн. Қозғалыс кезінде тұрақтылықты жоғалту әсері де ҚР ҚН EN 1993-1-5 сәйкес есепке алынады. (6.2.1 Тармақтан қараңыз (2) ҚР ҚН EN 1993-1-1).

6.2.1.4 Төзімділік және тұрақтылық элементтерін тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-1. ережелерін қолдану арқылы екі кезеңде орындалады. Өлшемдік қималар көлденең қималарға тірегіш қабілет элементтерінің шегінде тексерілуі қажет (6.2 Тармақтан қараңыз). Сондай-ақ элементтің толық тұрақтылығы тексеріледі (6.3 Тармақтан қараңыз).

6.2.1.5 Тірегіш қабілеттің есептік мәні көлденең қималардың топтарына байланысты. Серпінді сатыларда тұрақтылықты тексеруді 4 класс қималары үшін бекітілген тиімді көлденең қималардың сипаттамасын пайдалану жағдайында барлық көлденең қималар үшін жүргізу ұсынылады (ҚР ҚН EN 1993-1-1 (3)-(4) 6.2.1 Тармақтан қараңыз)

6.2.1.6 Серпінді сатының тұрақтылығын тексеру үшін көлденең қималардың ауыспалы өлшемдік нүктелері үшін егер басқа формулалар қолданылмаса, Мизес кернеуінің балама өлшемдерімен тексеруді пайдалану ұсынылады. (6.2.8 – 6.2.10 Тармақтан қараңыз), (6.2.1 Тармақтан қараңыз (5) ҚР ҚН EN 1993-1-1):

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,0, \quad (6.2)$$

мұндағы  $\sigma_{x,Ed}$  – бойлай қалыпты кернеу;

$\sigma_{z,Ed}$  – қалыпты көлденең кернеу;

$\tau_{Ed}$  тілімшенің кеңістігіндегі жанама кернеу.

Осы өлшемдер жергілікті тұрақтылық жоғалмаған (қозғалыс кезінде тұрақтылықты жоғалтуды қоса) және тірегіш қабілеттер мәндерінің негізде өзара әрекеттесу есебінің лайықты формуласы анықталмаса қажет болған жағдайларда қолданылу қажет. Баламалы кернеулердің көрсетілген өлшемдері серпінді есепте рұқсат етілетін пластикалық кернеулердің шектеулі дамуын ескермейді.

6.2.1.7 Анағұрлым жалпы өлшемдер (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(5) Тармақтан қараңыз), мысалы, илемнің қалыңдығы бойына кернеу болса немесе қорапты қималардың арқалықтарының өзгерісінде орын алатын басқа жазықтықтардағы жанама кернеулер болған жағдайларда қажет болады:

$$\frac{\sqrt{2}}{2f_y/\gamma_{M0}} \cdot \left[ (\sigma_{x,Ed} - \sigma_{y,Ed})^2 + (\sigma_{y,Ed} - \sigma_{z,Ed})^2 + (\sigma_{z,Ed} - \sigma_{x,Ed})^2 + 6 \times \right. \\ \left. \times (\tau_{xy,Ed}^2 + \tau_{yz,Ed}^2 + \tau_{xz,Ed}^2) \right]^{1/2} \leq 1,0, \quad (6.3)$$

мұндағы  $\sigma_{x,Ed}$  - бойлай қалыпты кернеу;

$\sigma_{z,Ed}$  – қалыпты көлденең кернеу және  $\sigma_{y,Ed}$  илемнің қалыңдығы бойындағы кернеу;

$\tau_{xy,Ed}$  - тілім жазықтықтарындағы жанама кернеулер;

$\tau_{yz,Ed}$  және  $\tau_{xz,Ed}$  – екі перпендикулярлы жазықтықтағы, көлденең және тілім жазықтығындағы жанама кернеулер.

6.2.1.8 Пластикалық сатыларда көлденең қималардың тірегіш қабілетін ішкі күштің тепе-теңдігін сақтай отырып және ағымды шегін асырмай кернеулерді бөлуді анықтау жолымен тексеру қажет. Кернеулерді бөлу пластикалық өзгеріске сәйкес тепе-тең болуы тиіс.

6.2.1.9 ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) Тармақтың өлшемдері 1, 2 және 3 кластардың көлденең қималары үшін қолданылады, бірақ 1 және 2 кластың көлденең қималарындағы білік жүктемесі, қозғалыс және майысу (бір білікті немесе екі білікті) кезінде ерекше қажет болады. Бұл жағдайда ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(7) Тармағының өлшемдерін қолдану біліктік жүктеме немесе майысу үшін пластикалық арқалық күштерін есептеуді қажет етпейді.

6.2.1.8 көлденең қималарды тексеру үшін майысу және сығу кезіндегі (ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 бөлімде қолданылатын кернеуді төмендету әдісінен басқа). 4 класс қимасын қоса алғанда материалдар бойынша ұсынылатын коэффициент мәні  $\gamma_{M0} = 1.0$ .

ҚР ҚН EN 1993-2 6.3 Тармағына сәйкес тірегіш қабілетінің қималары жергілікті жоғалту тұрақтылығынан төмен қозғалу мен майысу жүктемесі үшін материал бойынша ұсынылатын коэффициент мәні  $\gamma_{M1} = 1.1$ .

## 6.2.2 Қималардың сипаттары

### 6.2.2.1 Брутто қималары

6.2.2.1.1 Осы тармақ ҚР ҚН EN 1993-2 ҚР ҚН EN 1993-1-1. 6.2.1.1 (1) Тармақта негізделеді.

6.2.2.1.2 Бруттоның көлденең қималарының сипаттамаларын атаулы өлшемдер бойынша анықтау қажет. Көлденең қималардың ауданын бұрандама астындағы саңылауларды алуға болмайды, бірақ үлкен көлемнің жұқарғанын ескерген жөн. Қималардағы қабыстыру жапсырмаларын есепке алмаған дұрыс.

### 6.2.2.2 Нетто ауданы

6.2.2.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 осы тармақта ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.2(1)-(5) Тармақты қолданады.

6.2.2.2.2 Неттоның көлденең қималар ауданын көлденең қималар ауданының саңылаулары мен басқа да жұқаруларды шегерумен бруттоның тең ауданымен қабылдау қажет.

6.2.2.2.3 Неттоның қималар элементінің сипаттамаларын анықтау кезінде шегерілетін көлденең саңылау ауданы оның бруттоның көлденең қималарының тең ауданымен қабылданады. Саңылау үшін жүзді ұқсас деп санауға болады.

Саңылаулар жақын орналасқан кезде саңылаулардың шегерілетін жалпы ауданы элемент білігіне перпендикуляр кез келген көлденең қималарда саңылаулар қимасы ауданының ең көп сомасына тең болуы керек. (6.1 Суреттегі 2 бұзылу жазықтығын қараңыз).

6.2.2.2.4 Саңылаулардың шахматты орналасу кезінде саңылаулардың шегерілетін жалпы ауданы кем болмауы керек:

а) оқулықтағы 6.2.2.2.3 Тармақтарындағы нұсқау бойынша есептелген шегерілетін саңылаулар ауданы;

б) аудандар мына формулалар арқылы аныкталады:

$$A = t \left( n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right), \quad (6.4)$$

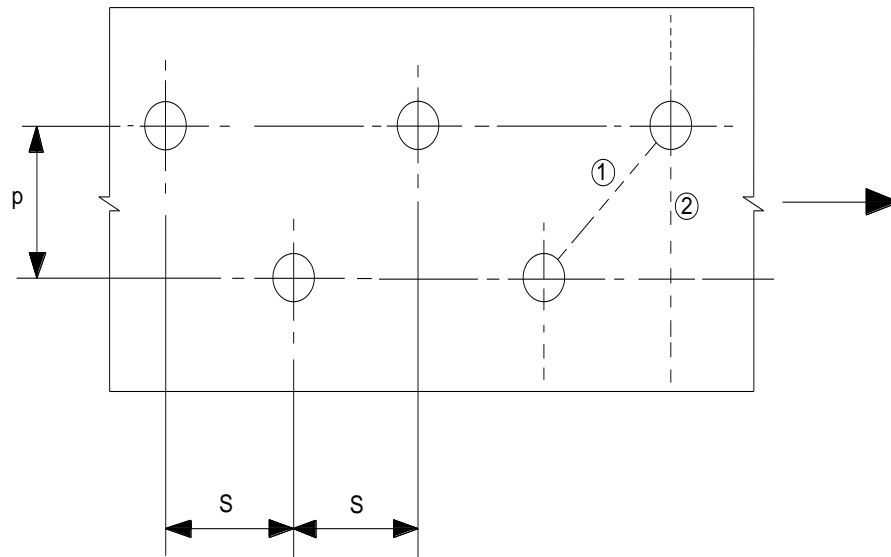
s — білік элементіне паралельді сызық бойынша өлшенген екі жақын саңылаулар ортасы арасындағы ара қашықтығы шахматты тәртіпте орналасқан кездегі кадам;

p — білік элементіне перпендикуляр сызық бойынша өлшенген екі саңылаудың ортасы арасындағы ара қашықтық;

t — қалыңдығы;

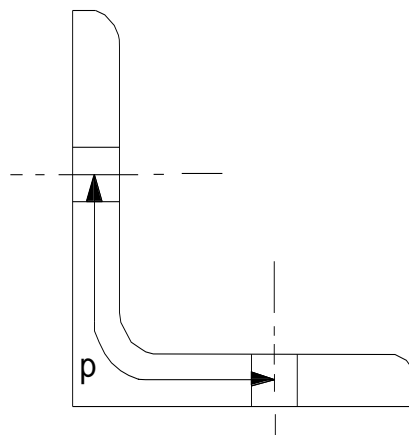
n — Барлық элемент немесе оның барлық бөлігі арқылы өткен кез келген қиғаш немесе ирек орналасқан саңылаулардың саны (6.1 Суретті қараңыз);

d<sub>0</sub> — саңылау диаметрі.



**6.1 Сурет – Шахматты тәртіпте орналасқан саңылаулар және 1 және 2 өлшемдік бөлінулер**

6.2.2.2.5 Бұрыштарда немесе бір жазықтықтан көп орналасқан саңылаулармен басқа элементтердегі ара қашықтықты білік арасындағы саңылауларды элемент бойы өлшеуге болады (6.2 Суретті қараңыз).



**6.2 Сурет – Екі сөредегі саңылаулардың бұрыштары**

### 6.2.2.3 Өзгерістің кешігу әсері үшін тиімді ен

6.2.2.3.1 Осы тармақ ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.2.3 (1) және (2) ҚР ҚН EN 1993-1-1, ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.2 және 3.3 Тармақтарында негізделген.

6.2.2.3.2 Өзгерістің кешігу әсері сөрелердегі өзгеріс күші жылдам өзгертін ең көп кешігу орындарындағы өзгеріс болып табылады. Өзгерістің кешігу әсері үшін тиімді ен аралық тіректерде аралық жерлерінен гөрі аздау болады. Өзгерістің кешігуін дұрыс пайдалануға жарамдылығы жөніндегі жағдайы шегінде де және ҚР ҚН EN 1993 бойынша тірегін қабілеті жөніндегі жағдайы шегінде де есептеу қажет болады.

6.2.2.3.3 Жұмыстың серпінді кезеңінде өзгерістің кешігуін есепке алуда тиімді  $b_{eff}$  енді дұрыс пайдалануға жарамдылығы және беріктігі тозу (ҚР ҚН EN 1993-1-53. 2.1(1) Тармақтан қараңыз) жөніндегі жағдайы шегінде мына формула бойынша анықтау қажет:

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (6.5)$$

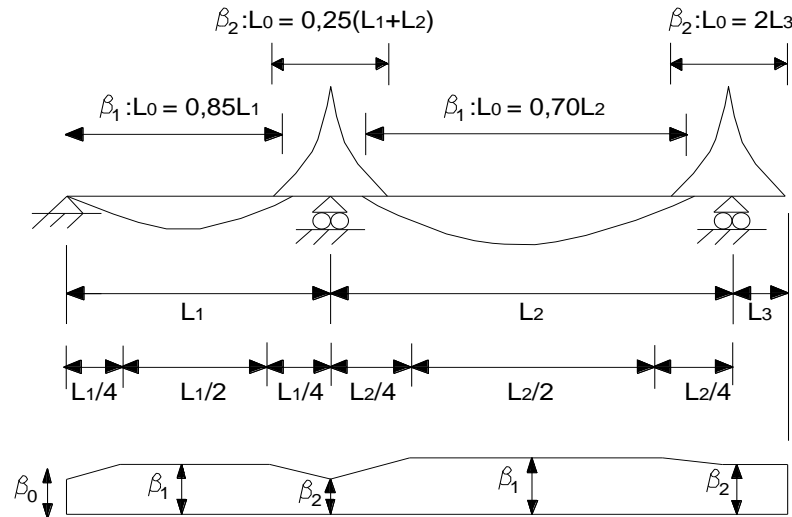
6.2 кестедегі  $\beta$ . Коэффициент көрсетілген.

**6.2 кесте- ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 кестеден тиімді еңнің  $\beta$  коэффициенттері**

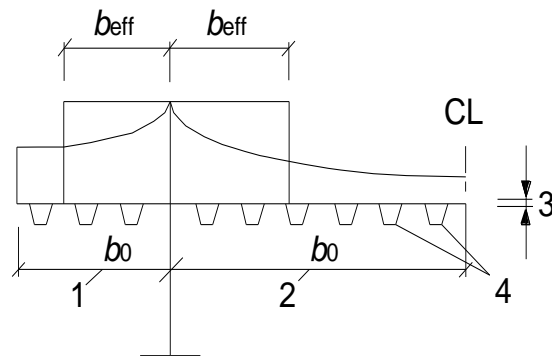
k	Орналасқан жері	$\beta$ мәні
$k \leq 0.02$		$\beta = 1.0$
$0.02 < k \leq 0.70$	Арқалық аралығында	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4k^2}$
	Арқалық тірегінде	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left( k - \frac{1}{2500k} \right) + 1.6k^2}$
$k > 0.07$	Арқалық аралығында	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5.9k}$
	Арқалық тірегінде	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8.6k}$
Барлық k	Соңғы тірек	$\beta_0 = \left( 0.55 + \frac{0.025}{k} \right) \beta_1$ , но $\beta_0 < \beta_1$
Барлық k	Арқалықтық консоль	$\beta = \beta_2$ консолдің тірегі мен соңында
$k = \alpha_0 b_0 / L_e \text{ и } \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$ <p>мұндағы <math>A_{sl}</math> – ең шегіндегі қаттылықтың барлық бойлық элементтердің қималар ауданы <math>b_0</math>. 8.3 және 8.4. Суретте көрсетілген басқа да әріптік белгілер</p>		

6.2.2.3.4  $b_0$  көлемі – физикалық ені шығыңқы жердің толық еніне және қабырға арасындағы ішкі тілімшелер енінің жартысы тең.  $\beta$  аралық және қаттылық элементтеріне еңнің қатысын есептеуші коэффициент болып табылады, және ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Трамақ (2 кестеде берілген), кестесінде бар, және нольдік майысу кездеріндегі нүктелер арасындағы ара қашықтықты көрсететін  $L_e$ дегі k и  $\alpha_0$  параметрлеріне тәуелді. Көрсетілген коэффициентті ішкі жақын аралықтар 50 % -дан артық айырмашылығы болмаса және консольды аралықтың ұзындығы іргелес аралықтың жартысынан аз болса 6.3 Суреттен анықтау ұсынылады (ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.2.1 Тармақтан қараңыз).  $A_{sl}$  –  $b_0$  еніндегі қаттылық қабырға бойы жалпы ауданы.

6.3 Сурет те тиімді енді бөлуді көрсетеді.



**6.3 Сурет- кесілмейтін арқалықтар мен тиімді ен үшін тиімді ұзындық  $L_e$**



1 – бір жаққа сүйену кезіндегі қалқа;

2 – екі жаққа сүйену кезіндегі қалқа;

3 -  $t$  беттік қалыңдығы;

4 – с  $A_{s\ell} = \Sigma A_{s\ell i}$  қаттылықтың бойлық элементтері

**6.4 Сурет – тиімді енді анықтауға**

6.2.2.3.5 Тірегiш қабiлеттiлiк бойынша тиiмдi еннiң шектi жай күйi пластикалық қайта бөлуге байланысты дұрыс пайдалануға жарамдылық жөнiндегi шектi жай күйiне қарағанда анағұрлым көп, және де еннiң аралық қатынасы үшiн толық қол жетiмдi енге жақындай алады.

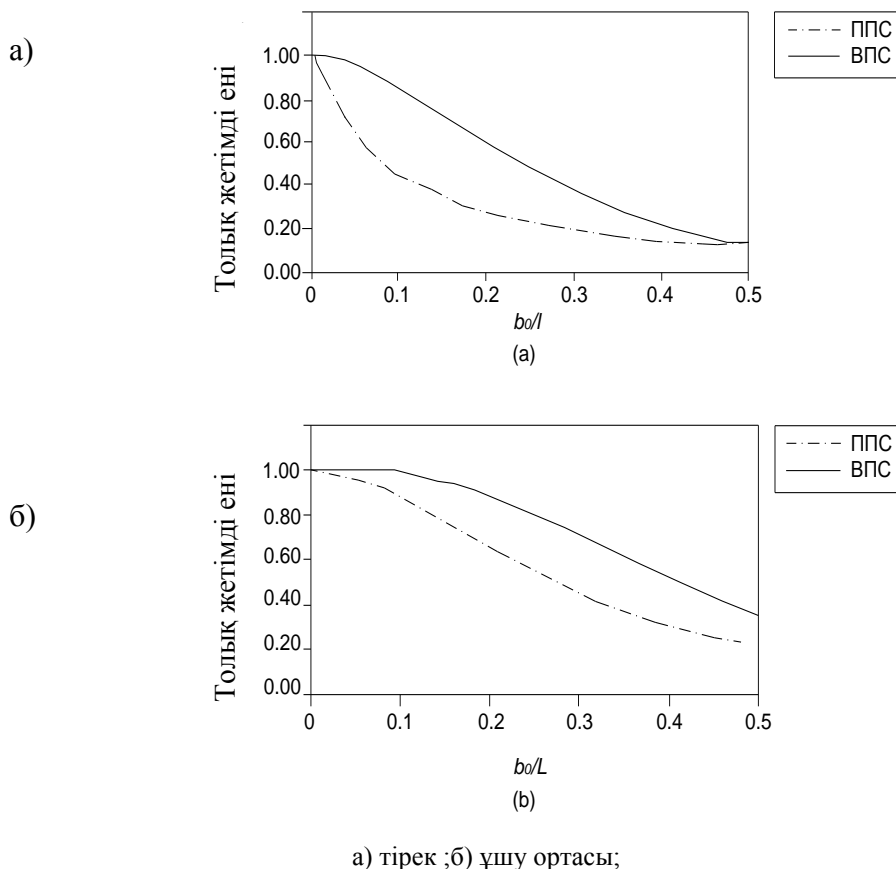
6.2.2.3.6 Тiрегiш қабiлеттiлiк бойынша шектi жай күйiндегi қималардың тиiмдi ауданын дұрыс пайдалануға жарамдылық жөнiндегi шектi жай күйiндегi мән ретiнде алу ұсынылады немесе ол (1) ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.3 Тармағына сәйкес есептелуi мүмкiн:

$$A_{eff} = \beta^k A_{c,eff} \geq \beta A_{c,eff} \quad (6.6)$$

$\beta$  және  $k$  8.2.кестеге сәйкес қабылданады.

6.2.2.3.7 8.5 және 6.6 Суреттер сүйенiш алынған еннiң толық қол жетiмдi мөлшерiн, және  $L$  iшкi тең аралықпен көп аралықты арқалықтардың үздiксiз көпiрiнiң ортасын көрсетедi. Қаттылықтың қабырға бойынсыз жағдайларында келтiрiлген нәтижелер (6.5

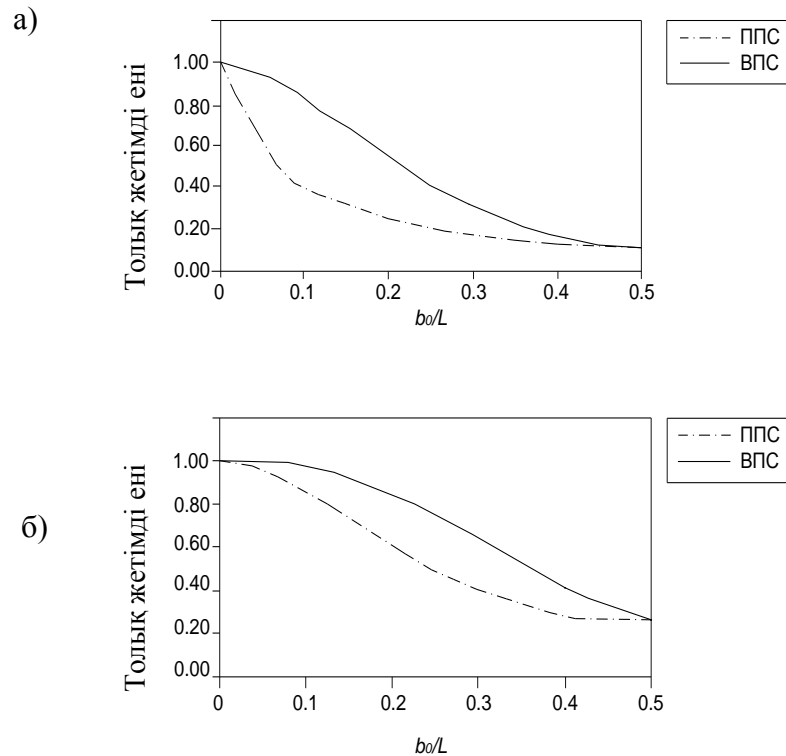
Суретті қараңыз) және қаттылықтың қабырға бойының саны үшін тілімшенің тең ауданын төседі (6.6 Суретті қараңыз).



### 6.5 Сурет – Қаттылықтың бойлық қабырғаларының жоқтығы ( $\alpha_0 = 1$ )

6.2.2.3.8 Бой аралық кернеуді сөре ені бойынша таратып үйлестіруінің жөнделгенін анықтау үшін қажетті жерде (байланысқан жергілікті және төсем тілігінің ғаламдық әсерлерін тексерісі кезінде де қажет болуы мүмкін) кернеуді бағалау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.2.2 Тармағының және 3.3 Суреттегі формуланы пайдалану ұсынылады.

6.2.2.3.9 Бой аралық кернеуді жөндеу қажеттігін орындаудың орналасқан жері, төсем тілігін тексеру жерінде негізгі бөрене мен көлденең диафрагмасы арасында орналасқан, ол жерде жалпы бүгілістен және сондай да дөңгелек кернеуінен жергілікті теріс кезіне дейін төсем тілігі жиынтық бой аралық дұрыс кернеуге ұшырайды. Бұл жерде ҚР ҚН EN 1993-1-5 формуланы пайдалану мақсатты болады, өйткені төсем тілігінің ғаламдық және жергілікті әсерлері тек қана бір орында ғана тоқтатпайды; ең үлкен жергілікті әсерлер тіліктің ортасында тоқтатады, қабырғалардан алшақтанған, сол мезгілде сондай ғаламдық бой аралық күш салу қабырғалармен бірге көршілес жерде ең үлкендері болады.

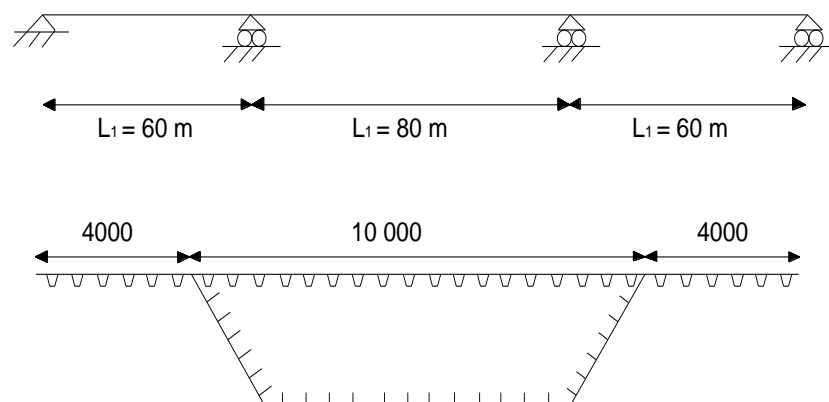


а) алаңдар; б) өту ортасы

### 6.6 Сурет – Тең бой аралық қаттылық қабырғалары және тіліктегі тірек ( $\alpha_0 = 1.41$ )

МЫСАЛІ 3 Қораптық кесіктің тиімді бөрене ені

Бөренелік көпірде қораптық кесік белағаштарымен бірге өту және көлденең кесіктің орналасуы 6.7 Суретінде көрсетілген. Жоғарғы сөрелерде қаттылық қабырғалары бар болуы осыған байланысты  $A_{s1}/b_0t = 0.5$ . Жоғарғы сөренің тиімді енін анықтау қажет, әр қабырғаның өту ортасы мен негізгі аралыққа арналған тіректердің өзара әрекеттесуі қажет. Тиімді енін шекті жағдайда да мүмкіншілік әкелетін, және дұрыс пайдаланудың шекті жағдайдағы жарамдылығын анықтау қажет.



6.7 Сурет – Көпір төсемі 3 Мысалы үшін



Ең алдымен өту отралығы қаралады.

Дұрыс пайдаланудың шекті жағдайдағы жарамдылығы

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Суреттен,  $L_e = 0.7L_2 = 0.7 \times 80000 = 56\,000$  мм

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Кестеден консольдық бөлігі үшін  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$  параметрлері есептеледі:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} = \sqrt{1 + 0.5} = 1.225$$

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} = \frac{1.225 \times 4000}{56\,000} = 0.0875$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4k^2} = \frac{1}{1 + 6.4 \times 0.0875^2} = 0.953$$

(3.1) Тенестіруден ҚР ҚН EN 1993-1-5 тиімді ені байқалады:  $b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0.953 \times 4000 = 3813$  мм

3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-5 Кестеден ішкі бөлшектері үшін параметрлер пайда болады  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$  және тиімді ені:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} = \sqrt{1 + 0.5} = 1.225$$

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} = \frac{1.225 \times 5000}{56\,000} = 0.1094$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4k^2} = \frac{1}{1 + 6.4 \times 0.1094^2} = 0.929$$

(3.1) Тенестіруден ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0.929 \times 5000 = 4645$  мм

Сондықтан, толық ені, әр қабырғаға жалғасатын  $3813 + 4645 = 8458$  мм тең келеді

Мүмкіндік әкелетін шекті жағдайлар

Консоль үшін (3.5) теңсіздіктен ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \cdot b_0 = 0.953^{0.0875} \times 4000 = 3983$  мм

Ішкі бөлігі үшін (3.5) ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \cdot b_0 = 0.929^{0.1094} \times 5000 = 4959$  мм

Сондықтан, толық ені, мүмкіндік әкелетін шекті жағдайларда әр қабырғаға жалғасатын  $= 3983 + 4959 = 8942$  мм

Ішкі тіректі қарастыру.

Дұрыс пайдаланудың шекті жағдайдағы жарамдылығы.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Суреттен,  $L_e = 0.25(L_1 + L_2) = 0.25(60000 + 80000) = 35000$  мм

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Кестеден, консольды бөлікте тиімді ені бар.:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} = \sqrt{1 + 0.5} = 1.225$$

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} = \frac{1.225 \times 4000}{35\,000} = 0.140$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left( k - \frac{1}{2500k} \right) + 1.6k^2}$$

$$= \frac{1}{1 + 6.0 \left( 0.140 - \frac{1}{2500 \times 0.140} \right) + 1.6 \times 0.140^2} = 0.539$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (3.1) Сөйлемшеден:  $b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0.539 \times 4000 = 2157$  мм

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.1 Кестеден, ішкі бөлшекте тиімді ені бар:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} = \sqrt{1 + 0.5} = 1.225$$

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} = \frac{1.225 \times 5000}{35\,000} = 0.1750$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left( k - \frac{1}{2500k} \right) + 1.6k^2}$$

$$= \frac{1}{1 + 6.0 \left( 0.175 - \frac{1}{2500 \times 0.175} \right) + 1.6 \times 0.175^2} = 0.480$$

Теңестіруден (3.1) ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0.480 \times 5000 = 2398$  мм

Сондықтан, толық ені, мүмкіндік әкелетін шекті жағдайларда әр қабырғаға жалғасатын дұрыс пайдаланудың шекті жағдайдағы жарамдылығы  $= 2157 + 2398 = 4555$  мм

Мүмкіндік әкелетін шекті жағдайларда

Консоль үшін (3.5) Формуладан ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \cdot b_0 = 0.539^{0.140} \times 4000 = 3668$  мм

Ішкі бөлігі үшін (3.5) Формуладан ҚР ҚН EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \cdot b_0 = 0.480^{0.1750} \times 5000 = 4397$  мм

Сондықтан, толық ені, мүмкіндік әкелетін шекті жағдайларда әр қабырғаға жалғасатын дұрыс пайдаланудың шекті жағдайдағы жарамдылығы  $= 3668 + 4397 = 8065$

6.2.2.3.10 Сөренің тиімді ендігі сөйлемшеге байланысты ҚР ҚН EN 1993-1-5 (3.1) құнарландырылған бой аралық күш салудан кернеудің өшіп тоқталуын есептеу болып саналады. Жылжымалы кешігу жергілікті жинақталған кернеулердің төмендеу деңгейін қозғайды, бірақ берілген деңгей бүгілетін кездің бейінімен байланысты емес. Құнарландырылған белағаштық кернеулер секцияда қоымша ретінде берілген, ванттік ілмелі көпірдегідей, пайдалы кесік алаңының жеке есептемесінің орындалуы болу керек. Оларға бұл кернеу әр көлденең кесікте барлық өту жолында әрекет етеді.

6.2.2.3.11 ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.2.3(1) Тармағы кернеудің өшіп тоқтауына жинақталған кернеулер (3.2) арқылы формула жәрдемімен өрістейді.

#### 6.2.2.4 Кесіктің 3 топты және 1 немесе 2 топтардағы қабырғалармен тиімді ерекшелігі

6.2.2.4.1 6.2.2.4 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.2.4 (1) Тармағына негізделеді ҚР ҚН EN 1993-1-1, мұнда талап қойылған, егер 3 топты қабырғалардың, және 1 немесе 2 сөремен, көлденең кесіктері 2 топқа, көлденең кесіктердің тиімділігіне жататын болса (5.5.2(11) қара ҚР ҚН EN 1993-1-1), онда ырғақтық сатыдағы тиімді кесіктің геометриялық мінездемесін анықтағанда, қабырғаның ықшамдалған бөлігі  $20e_{tw}$  ұзындығының бөлігінің ұзындығымен алмастырылған болу керек, және ықшамдалған сөреге және басқа сөреге жалғасатын ұзындығы  $20e_{tw}$ , бейтарап белағашқа жалғасқан, 6.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1. Суретке сәйкес болады.

6.2.2.4.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5.2(11) Тармақтың талаптарына сәйкес көлденең кесіктер 3 топты қабырғалардың, және 1 немесе 2 сөремен, 2 –ші топты көлденең кесіктері

деп топтастыру тиімді қабырғамен бірге ұсынылады, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.4 Тармағымен сәйкес.

**6.2.2.5 Жергілікті тұрақтылықты жоғалту есебі 4 топты бой аралық бүгіліс кесігінде**

6.2.2.5.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.2.5(1) Тармағы жергілікті тұрақтылықты жоғалту есебі бой аралық бүгіліс кезіндегі ықпалын ескере отыру қажет, келесі әдістердің біреуін қолдана отырып, ҚР ҚН EN 1993-1-5 берілген:

1. ҚР ҚН EN 1993-1-5 сай кесіктің тиімді ерекшелігінің 4 тобы, Тарау4.

2. Кернеу деңгейін шектеуі кесіктердің ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тарауға сәйкес ерекшелін анықтау үшін.

6.2.2.5.2. ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.3(3) Тармағы және 4.3(4) Тармағы кесіктердің ерекшеліктерін белағаштық кернеу мен бүгіліс үшін жеке қарастыруды талап етеді. 4.4(3) Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-5 негізгі әдістемесі брутто көлденең кесігінің мінездемесін анықтайды, бұлар қажетті уақытта жылжымалы кешігу әсерлерін есептеу кезінде белдеу есебінде пайдаланылуы керек. Қабырғаның тиімді кесігі кесіктердің ерекшеліктерін пайдалана отырып есептелінуі керек, брутто және тиімді сөрелердің қабырғасын қоса (жылжымалы кешігудің әсерлерін қоса). Егер көлденең кесікте көлденең қаттылық қабырғалары болса, онда жергілікті ішкі панельдердің тіліктерін және тұрақталған тіліктердің жалпы тұрақтылығын да қарастыру қажет. Кернеулердің қабырғада алынған, толық таратылуынан кейін, қабырға үшін тиімді кесікті анықтау үшін пайдалану қажеттілігі ұсынылады. Толық тиімді көлденең кернеубарлық құрылыс сатысында қорытынды күш салуды анықтау үшін қолдануға ұсынылады. Тіліктің тұрақсыз панельдері үшін тиімді ендігі, қаттылық қабырғаларының арасындағы ішкі панельдерді қоса, ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.4 Тармағын пайдалану арқылы есептелінеді.

6.2.2.5.3 Кернеулердің деңгейінің шектеу кесіктер ерекшеліктерін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тарауға сай, тиімді ендіктің әдісі өтпейтін жағдайларда қабылданады және кернеулерді брутто көлденең кесігінің ерекшеліктері арқылы есептеуге негізделген. Бұл жағдайда тіліктің тұрақтылығы ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тарау бойынша есептеу ұсынылады. Бұл әдіс әрдайым тиімді ендіктің баламалы әдісі ретінде қолдануға ұсынылады, бірақ күштену панельдерінде жеңілдету оң әсерін ескермейді

**МЫСАЛ 4** Тұрақталған бой аралық жаяу көпірінің тиімді кесігін есептеу

Құрыш жаяу көпірі, С345 по ГОСТ 27772-88 құрышынан жасалған, және оның көлденең кесіктері 6.8. Суретінде көрсетілген. Бүгіліс үшін кесіктердің тиімді ерекшеліктері, есептелген. Сөрелермен бірге көлденең бөренелер және көлденең қаттылық қабырғаларының қабырғасы әрбірі 2000мм аралығында орналасқан. (Бой аралық вертикальды қабырға қаттылығының қабырғасы әдетте берілген геометриямен қабырғалары үнемді емес. Олар осында қосылған, жобалау процессін көрсету үшін).

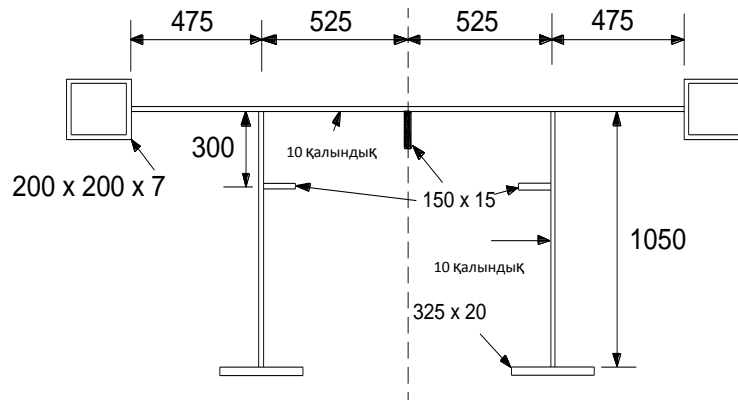


Рисунок 6.8 – Құрышты жаяу көпірі 4 Мысалы үшін.

Қабырғалар арасындағы жоғарғы сөре.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.4 Тармақ. Бір қалыпты ықшамдау кезіндегі негізгі панельдер арасындағы панельдер үшін:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{525/10}{28.4 \times 0.81 \times \sqrt{4}} = 1.141$$

(өлшемдерді пайдалану панельдің орталық сызығы арқылы болады, бөрене қабырғасының жалпақтық енінен емес)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.55(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.141 - 0.055(3 + 1)}{1.141^2} = 0.71$$

Қаттылық қабырғасы  $150 \times 15$  h/t тең 10 қатысы бар, 10.5 көлемінен кем, бұл тұрақтылықтың айналдыруын жоғалтуын болдырмау шегі болып табылады. Тұрақтылықтың айналдыруын жоғалтуын болдырмау орындалды.

\*  $\frac{I_T}{I_p}$  орнына ҚР ҚН EN 1993-1-5  $\left(\frac{t_s}{h_s}\right)^2$  (9.3) Формуласында 10,56 мағынасы алмасу арқылы алынған,  $\frac{I_T}{I_p}$  орнына шамамен қатаң тегіс қабырға жағдайы болып табылады, себебі  $I_p = \frac{1}{3} \cdot h_s^3 \cdot t_s + \frac{1}{12} \cdot t_s^3 \cdot h_s$  және  $I_T = \frac{1}{3} \cdot t_s^3 \cdot h_s$ , мұндағы  $t_s$ -қалыңдық және  $h_s$ - қатаң тегіс қабырғаның биіктігі. ҚР ҚН EN 1993-1-5 (9.3) Формуласын  $\left(\frac{t_s}{h_s}\right)^2 \geq 5,3 \times \frac{f_y}{E}$  түрінде келтіруге болады. S355 болат класының алмасуынан кейін  $f_y$  және  $E$ ,  $\frac{h_s}{t_s} \leq \sqrt{\frac{210\,000}{5,3 \cdot 355}}$  аламыз, сонымен  $\frac{h_s}{t_s} \leq 10,56$ .

Ең алдымен бағананың тұрақтылығын жоғалту кернеуі есептеледі:

Кернеу тең боғандықтан, қабырғаның қаттылық тиімді кесігі – жай қаттылық қабырғасы және де әрбір жақтағы тіліктің енінің жартысы. Төсем тілігіндегі тиімді кесіктің қаттылық қабырғасында төсем тілігінің жалғастырушы ені бар, ол 525 мм. тең. Сондықтан,

$A_{sl,1} = 525 \times 10 + 150 \times 15 = 7500 \text{ мм}^2$ ,  $I_{sl,1} = 1.434 \times 10^7 \text{ мм}^4$  және тиімді кесіктің ауырлық орталығы жоғарғы сөреден 29 мм. ҚР ҚН EN 1993-1-5 (4.8)-(4.9) Формуладан:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1.434 \times 10^7}{7500 \times 2000^2} = 991 \text{ МПа}$$

Кесіктің дәл сол пайдалы алаңның пайдалы алаңы, бірақ тілік тұрақтылығы есебімен бірге.

$$A_{sl,1,eff} = 0.71 \times 525 \times 10 + 150 \times 15 = 5978 \text{ мм}^2$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl}}$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{5978 \times 355}{7500 \times 991}} = 0.534$$

Төмендететін коэффициент, осы орайда, бағаналардың қисық тұрақтылығынан есептеледі жетілмегендікті падаланумен:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e} = 0.49 + \frac{0.09}{43.7/56} = 0.61$$

кайда

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = \sqrt{\frac{1.434 \times 10^7}{7500}} = 43.7 \text{ мм}$$

$$e = 150/2 + 10 - 29.0 = 56 \text{ мм (эксцентриситет, шығып тұрған қаттылық қабырғасының ауырлық орталығынан қашықтықта негізделген)}$$

$$\alpha = 0.49 \text{ қаттылық ашық қабырғасы үшін. Формуладан (6.49) Тармақта 6.3.1.2 ҚР ҚНЕН 1993-1-1:}$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha_2(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.61(0.534 - 0.2) + 0.534^2] = 0.744$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.744 + \sqrt{0.744^2 - 0.534^2}} = 0.80$$

Тұрақтылықтың ғаламдық төмендетуші коэффициенті осыдан соң тіліктің тұрақталуына ықпал жасау үшін есептелінуі керек, бір ҚР ҚН EN 1993-1-5 қаттылық қабырғасын пайдалану әдісін қолдану. Кернеу тең болғандықтан, қаттылық қабырғасының тиімді кесігі - жай қаттылық қабырғасы және де әрбір жақтағы тіліктің енінің жартысы.

$$\text{Сондықтан } A_{sl,1} = 525 \times 10 + 150 \times 15 = 7500 \text{ мм}^2, I_{sl,1} = 1.434 \times 10^7 \text{ мм}^4.$$

Толқын ұзындығы көлденең қаттылық қабырғасыз тұрақтылығының жоғалуы үшін:

$$a_c = 4.33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}} = 4.33 \sqrt[4]{\frac{1.434 \times 10^7 \times 525^1 \times 525^2}{10^3 \times 1050}} = 4370 \text{ мм} > a = 2000 \text{ мм}$$

(Төсемнің нақтылы ұзындығы) бұл жерде болуға тиіс, сондықтан тек бір көлденең қаптама толқын ұзындығының тұрақтылықты жоғалтуын осындай қысқа қырқындысына дейін қамтамасыз ете алмайды. Екі талай кернеу, сондықтан, формула бойынша есептеледі:

$$\begin{aligned} \sigma_{cr,p} = \sigma_{cr,sl} &= \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E t^3 b a^2}{4 \pi^2 (1 - \nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1.434 \times 10^7}{7500 \times 2000^2} + \frac{210 \times 10^3 \times 10^3 \times 1050 \times 2000^2}{4 \pi^2 (1 - 0.3^2) 7500 \times 525^2 \times 525^2} = 991 + 43 \\ &= 1034 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Бұл бағана түріне байланысты тұрақтылығынан көп емес.

Соған орай, икемділік:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{5978 \times 345}{7500 \times 1034}} = 0.523$$

Икемділік екі талай мағынасынан кем 0.673, осы орайда, тілік түрі бойынша ешбір төмендеу жоқ, яғни  $\rho = 1.0$ . Қорытынды төмендетуші коэффициент ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.5.4 Тармағы, (4.13) Формула бойынша есептеледі:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c = (1.0 - 0.80) \times 0.04 \times (2 - 0.04) + 0.80 = 0.82$$

$$\text{мұндағы } \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{1034}{991} - 1 = 0.04$$

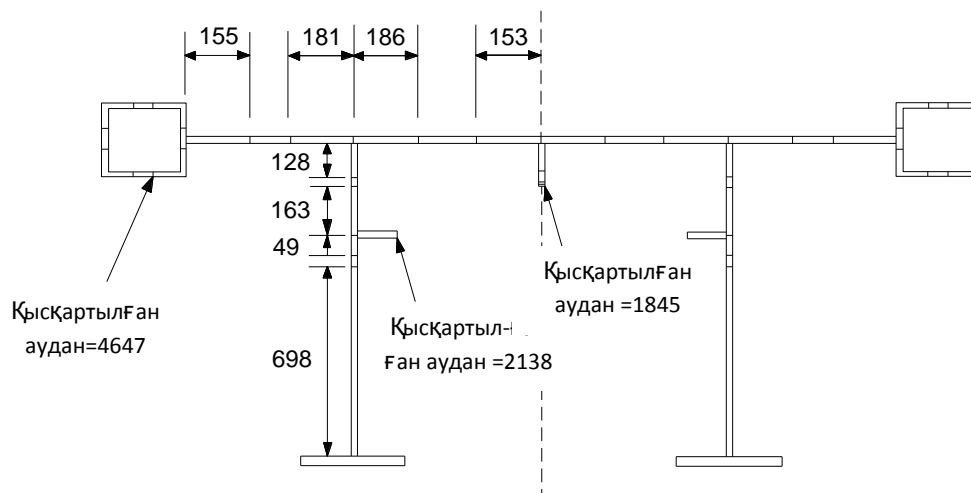
Берілген төмендету коэффициенті негізінен дәл сондай, бағаны түрі бойынша тұрақтылық үшін де, бұл әрдайым қосымша күш салудың керек еместігін көрсетеді, тілік түрінің жұмысын қарастыруында.

Тіліктің тиімді алаңы мен қабырғаның қаттылық алаңы, сондықтан, енді 0,82 коэффициентімен төмендетілу керек.

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t = 150 \times 15 + 0.71 \times 525 \times 10 = 5978 \text{ мм}^2$$

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t = 0.82 \times 5978 + 0.71 \times 525/2 \times 2 \times 10 = 8629 \text{ мм}^2$$

Тиімді ен  $525 \times 0.71 \times 0.82/2 = 153 \text{ мм}$  қабырға қаттылығы әр жаққа жалғасушы болады. Жалғастырушы ен, әр жақпен ықшамдалған тең  $525/2 \times 0.71 = 186 \text{ мм}$ . Қаттылық қабырғасында төмендетілген алаң бар  $150 \times 15 \times 0.82 = 1845 \text{ мм}^2$ . Ол 8.9 Суретте көрсетілген.



6.9 Сурет - 4 Мысалы үшін қорытынды тиімді кесік.

Жоғары сөренің консольдері

Тіліктің консольдық панельдері олардың шеттерінде толық профилі, осыған орай, олар тіліктің ішкі элементтері сияқты қарастырылу қажет:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \epsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{475/10}{28.4 \times 0.81 \times \sqrt{4}} = 1.032$$

(панельдердің өлшемдерін консервативті қолдануын орталық сызығына байланысты аламыз).

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.032 - 0.055(3 + 1)}{1.032^2} = 0.76$$

200 × 200 × 7 (6.8 Суретін қар.) шеткі толық қаттылық қабырғалары қатынасымен  $b/t = 27 < 31$  (шекті қатынас  $b/t$  ішкі пластиналарға байланысты толық нәтижелілікпен құрыштан жасалған, S355 болатты таза қысудың ықпал ету кезінде (тақталар үшін типті жағдай), сонымен қатар ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2\*Кестесін қар.) тілімнің тұрақтылығын жергілікті жоғалтуының сезгіш болмайды.

Жоғарғы сөренің консольдары бағаналар түріне байланысты тұрақтылықты жоғалтуына маңызды қарсылық көрсете алмайды, дегенмен тұрақталған тілімдер тек бір бойлық шетінде ғана



Жоғарғы панель үшін,  $\psi_1 = 131/431 = 0.30$

$b_1/t = 300/10 = 30 < 31$  тіпті бір қалыпты қысу үшін, бірде жоғарғы панельде орнықтылыққа арналған қиманың кішірейтуін талап етпейді.

Төменгі панель үшін,  $\psi_2 = -619/131 = -4.73$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.1. кестесіндегідей,  $\psi$  -3.0-ға дейін шектеп,  $k_\sigma = 5.98(1 - \psi)^2 = 5.98(1 + 3)^2 = 95.68$  тұрақтылық коэффициентінің шамасын аламыз.

Параметрді есептей келе,

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{750/10}{28.4 \times 0.81 \times \sqrt{95.68}} = 0.333 < 0.673$$

төменгі панельде орнықтылық арналған қиманың кішірейтуін талап етпегендігін көреміз.

Жоғарғы полк үшін есептеу тақтаның нығыздалған жұмысынан шағын пайда әкелгендіктен, бағана орнықтылығының жүктемесі анықталады.

Жоғарғы жанасушы ені  $[(3 - \psi_1)/(5 - \psi_1)] \cdot b_1 = [(3 - 0.30)/(5 - 0.30)] \times 300 = 172$  мм тең.

Сондықтан  $A_{sl,1} = (172 + 52) \times 10 + 150 \times 15 = 4490$  мм<sup>2</sup>,

$$I_{sl,1} = 1.142 \times 10^7 \text{ мм}^4$$

және күш орталығы бағананың артқы қабырға бөлігінен 45.1 мм кейін қалады.

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1.142 \times 10^7}{4490 \times 2000^2} = 1318 \text{ МПа}$$

Қауіпті кернеу, қысудың шеткі талшығында негізделген, сондықтан

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,1}} = 1318 \times 431/131 = 4336 \text{ МПа}$$

6.10 Суреттегі  $b_c$  әртүрлі анықтаманы түсіне келе,

Панель тұрақтылығының жоғалтулары болмайды

$$A_{sl,1,eff} = A_{sl,1} = 4490 \text{ мм}^2 \text{ және}$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} = 1.0$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{345}{4336}} = 0.286$$

Төмендететін еселік, сол кезде, бағананың орнықтылығын қисықтарды қолданып есептейді және кемеліне жетпегенді де қолданады:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e} = 0.49 + \frac{0.09}{50.5/40} = 0.56$$

мұнда:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = \sqrt{\frac{1.142 \times 10^7}{4490}} = 50.5 \text{ мм}$$

$$e = 150/2 + 10 - 45.1 = 40 \text{ мм}$$

$\alpha = 0.49$  ашылған қатандық қырлары үшін

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_e (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.56(0.286 - 0.2) + 0.286^2] = 0.565$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.565 + \sqrt{0.565^2 - 0.286^2}} = 0.95$$

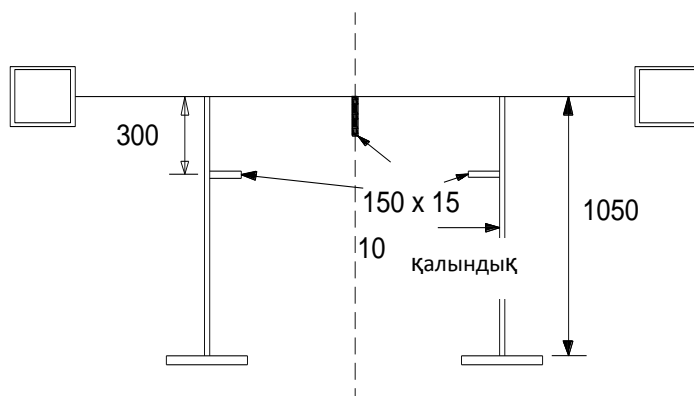


Кішірейту қабырғаның ауданына қатысты және қатаңдық қырының ауданы жасалынуы керек және пластиналар орнықтылығы үшін қосылған ұзындықтарды тұрған орынында негізделгені дұрыс.

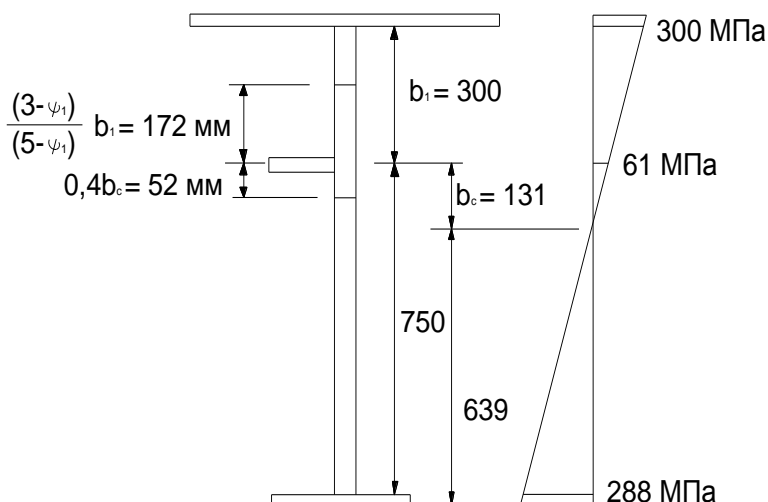
Жоғары қатаңдық қыры, жұмыс ені  $172 \times 0.95 = 163 \text{ мм}$  құрайды. Қысқарту төсеніштің тақта жанасушы арқалықтарды қабырғаға талап етпейді. Төменгі қатаңдық қыры, жұмыс ені  $52 \times 0.95 = 49 \text{ мм}$  құрайды. Қысқарту төменгі белдеу жанасушы арқалықтарды қабырғаға талап етпейді. Қатаңдық қырының ауданын кішірейткеннен кейін, ол  $150 \times 15 \times 0.95 = 2138 \text{ мм}^2$  құрайды. Иілу кернеудің есептеуі үшін қорытынды тиімді қимасы 6.9 Суретте көрсетілген.

#### МЫСАЛ 5 Жаяу жүргіншілер көпірі

Қима құрыштан жасалған жаяу жүргіншілер көпірі, 6.11-ші Суретте көрсетілген (27772 - 88-ші ГОСТ бойымен С345-ші болат). Полкаларға көлденең бағаналар және қабырғаларға көлденең қатаңдық қырлары әр 2000 мм сайын орнатылған. 6.12-ші Суретте көрсетілген, қабырға қалыпты кернеулерге және бірігіп өмір сүріп жатқан жанамалық кернеуге  $\tau_{Ed} = 100 \text{ МПа}$  тексерілген. Компьютерде серпімді сыни орнықтылықты есептеу, барлық кернеулермен орнықтылық арналған жүктеменің көбею еселігін анықтау үшін мүмкін емес. Қорыта келгенде, көбеюдің еселіктері әр құрайтын кернеу үшін бөлек анықталады және содан соң ғана бірігеді. Тексеріс панель асты үшін бөлек жасалынуы және қабырға төзімділігінің ортақ ысырабын табуы керек.



6.11 Сурет - 5 Мысалы үшін болат жаяу жүргінші көпірі



6.12-ші Сурет – 5 Мысал үшін қабырғадағы кернеу және қатаңдық қырының тиімді қимасы

Плита асты орнықтылық

Өз қабырғаның биік қысылған панелінің плита асты орнықтылығы бастапқы тексерісті талап етеді. Ең кернеулі нүктесіне оның нормативтік көтеру қабілеттілігін панель асты жетістігі үшін жүктемесінің көбеюін еселік теңдеудің көмегімен (10.3) ҚР ҚНЕН 1993-1-5 есептеп шығарылған:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{200}{345} \right)^2 + 3 \left( \frac{100}{345} \right)^2 = 0.555; \text{ то есть } \alpha_{ult,k} = 1.342$$

Орнықтылық үшін жүктеме бойымен еселіктерді содан соң есептейді. Бірақ панель ұзын болғандықтан, басты мәтінде талқыланғандай, бағананың түрі бойымен орнықтылықтың ысырабын тексерудің қажеті жоқ.

Қалыпты кернеулер:

Жоғарғы панель үшін,  $\psi = 131/431 = 0.30$ , 4.4 ҚР ҚНЕН 1993-1-5 бөлімінен алынған:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{k_\sigma \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = \frac{6.07 \times \pi^2 \times 200 \times 10^3 \times 10^2}{12(1 - 0.3^2) \times 300^2} = 1280 \text{ МПа}$$

мұнда  $k_\sigma = 8.2/(1.05 + \psi) = 8.2/(1.05 + 0.3) = 6.07$ , 4.1-ші кестеден ҚР ҚНЕН 1993-1-5, яғни панельді ұзындығымен қабылдайды.

Жанамалық кернеулер:

$\tau_{cr} = \frac{k_\tau \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = \frac{5.43 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12(1 - 0.3^2) \times 300^2} = 1145 \text{ МПа}$  және 5.3 ҚР ҚНЕН 1993-1-5 бөлімінен және А қосымшасы бойынша.

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \left( \frac{b}{a} \right)^2 = 5.34 + 4.00 \left( \frac{300}{2000} \right)^2 = 5.43$$

Бөлек қосымша тіркелген кернеулер үшін:

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{Ed,x}} = \frac{1280}{200} = 6.40$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{1145}{100} = 11.45$$

Жүктеме бойымен сыни еселіктің, сонымен бірге, қосымша тіркелген кернеулерін ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.6) Формуласымен есептейді:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+0.3}{4 \times 6.4} + \left[ \left( \frac{1+0.3}{4 \times 6.4} \right)^2 + \frac{1-0.3}{2 \times 6.4^2} + \frac{1}{11.45^2} \right]^{1/2} = 0.188, \text{ яғни } \alpha_{cr} = 5.327$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.2) Формуласынан плита асты орнықтылық үшін шартты иілгіштікпен анықталады:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.342}{5.327}} = 0.502$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.4 (2) Бөлімінен, ұзына бойына нормаль кернеу үшін төмендететін еселік  $\rho_x = 1.00$ .

Осы иілгіштіктің жанында жанамалық кернеу үшін төмендететін еселік ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 Кестесінде көрсетілген:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.502} = 1.65 > \eta = 1.2, \text{ т.е. } \chi_w = 1.2$$

Ешқандай да төмендететін еселіктер 1.00 кем болмағандықтан, негізінде, аққыштық бойымен ғана тексеріс жүргізу маңызды. Демек, 1993-1-1-ші ҚН EN ҚР 6.2.1-ші Тармақтағы Мизес бойымен тексеріс  $\gamma_{M0} = 1.0$  мәліметтері бойынша, бұдан да төмен еселіктермен

пайдаланыла алатын еді. Мұндағы тексеріс ҚР ҚН EN 1993-1-5-ші 10-ші Тармақта баяндалғандай атқарылған.  $\gamma_{M1} = 1,1$ -ші пайдалануымен.

$$\left(\frac{200}{1.0 \times 345 - 1.1}\right)^2 + 3 \left(\frac{100}{1.2 \times 345 - 1.1}\right)^2 = 0.58 \leq 1.0$$

Ендеше, тұрақтылық есебімен салмақ түсетін қабілеттілігінің жоғарғы панельдің кескіні орындалды.

Төменгі панель асты жоғарғы панель астының тексерісіне қарағанда маңыздырақ екендігі айқын болғандықтан, ол да тексерілуі керек.

Жүктеменің көбеюінің еселігі қысудың аймағында ең кернеулі нүкте оны төменгі панель асты нормативтік көтеру қабілеттілігіне жету үшін мына формуланың көмегімен есептейді:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{61}{345}\right)^2 + 3 \left(\frac{100}{345}\right)^2 = 0.268, \text{ отсюда } \alpha_{ult,k} = 1.933$$

Қалыпты кернеу:

Төменгі панель үшін,  $\psi = -619/131 = -4.73$ . ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.4 Тармақтан:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{k_{\sigma} \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = \frac{95.68 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12(1 - 0.3^2) \times 750^2} = 3228 \text{ МПа}$$

мұнда,  $\psi$  үлкендігін 3.0 шектей отырып, ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.1-ші Кестесінде, мынаны аламыз:  $k_{\sigma} = 5.98(1 - \psi)^2 = 5.98(1 + 3)^2 = 95.68$

Жанама кернеу:

$$\text{ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.3 Бөлімі бойынша: } \tau_{cr} = \frac{k_t \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = \frac{5.90 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12(1 - 0.3^2) \times 750^2} = 199 \text{ МПа}$$

$$\text{мұнда } k_t = 5.34 + 4.00 \left(\frac{b}{a}\right)^2 = 5.34 + 4.00 \left(\frac{750}{2000}\right)^2 = 5.90$$

Бөлек қосымша тіркелген кернеулер үшін:

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{Ed,x}} = \frac{3228}{61} = 52.9$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{199}{100} = 1.99$$

$\alpha_{cr,x}$  үлкен көлемді болғандықтан, онда  $\alpha_{cr} \approx 1.99$  ға жақын тең  $\alpha_{cr,\tau}$  үлкендігіне талпынады.

Плита асты орнықтылығы үшін иілгіштік тең:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.933}{1.99}} = 0.99$$

Ұзына бойына нормаль кернеу үшін төмендететін еселік  $\rho_x$  ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.4-ші Бөлімде көрсетілген:

$$\rho_x = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0.99 - 0.055(3 - 4.73)}{0.99^2} = 1.11 > 1.0, \text{ көбінесе, } \rho_x = 1.00$$

Жанамалық кернеу үшін төмендететін еселік  $\chi_w$  иілгіштігінде мынаған тең:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.99} = 0.84$$

Тексеріс ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 бөлімінде баяндалғандай,  $\gamma_{M1} = 1.1$  коэффициентін қолдана жүргізіледі:

$$\left(\frac{61}{1.0 \times 345/1.1}\right)^2 + 3 \left(\frac{100}{0.84 \times 345/1.1}\right)^2 = 0.44 < 1.0$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі панель асты кескін тұрақтылық есебімен қамтамасыз етілді.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 нұсқаса да, бұл тексеріс қысылған панельдердің бір бөліктері үшін ғана жасалынуы үшін, қосымша тексеріс созылған бөлік үшін атқарылуы керек, себебі кернеу (тіпті орнықтылықты елемей) аққыштық шектен шыға алды. Созылған аймақтың тексерісі үшін кейбір мүмкіндіктер:

(a) Мизес бойымен тексерісті төмендететін еселіктерсіз орындау:

$$\left(\frac{288}{345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{345/1.1}\right)^2 = 1.08 > 1.0$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі қамтамасыз етілген жоқ.

Бір жағынан Мизес бойымен тексеріс кернеулердің тіркесімдері үшін өткізілгендіктен, осы әдіс орнықтылық жылжуды ескермейді және сондықтан дене бітімі консервті емес болуы мүмкін.

(b) Жылжу үшін төмендететін еселікті есептеу, жылжудың бір ғана әрекетінде негізделген және нормаль кернеуде төмендететін еселіксіздің ҚР ҚН EN 1993-1-5-ші (10.5) Теңдеуінің қолдануын береді:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_w &= 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0.76 \sqrt{\frac{345}{199}} = 1.02 \\ \chi_w &= \frac{0.83}{1.02} = 0.81 \\ \left(\frac{288}{1.0 \times 345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{0.81 \times 345/1.1}\right)^2 &= 1.24 > 1.0\end{aligned}$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі қамтамасыз етілген жоқ.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 7-ші Тармақта негізделген тиімді кимада толық қабысуырақ тәсілмен бұл тексеруге ыңғайлы, бірақ шекті қалыпты кернеудің кез-келген жылжуы барын кішірейтетін Мизес бойымен тексерістің табиғаты артынан кертартпалық туғызады.

(c) Жылжу үшін төмендететін еселікті дәл солай қолдана, сонымен қатар қысылған панельдің бір бөлігі үшін ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.5) Теңдеу бойымен тексерісті қайталау, бірақ ұзына бойына нормаль кернеуде төмендететін еселіксіз:

$$\left(\frac{288}{1.0 \times 345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{0.84 \times 345/1.1}\right)^2 = 1.20 > 1.0$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі қамтамасыз етілген жоқ.

Бұл өте қисынды емес және дәл жоғарыдағыдай кертартпалыққа ие болады.

(d) Созылған бөлік үшін  $\alpha_{ult,k}$  қолдана иілгіштікті қайтадан есептеу және  $\alpha_{cr}$  -ды жоғарыдағы барлық кернеу жерлеріндегі есептеу ретінде қабылдау:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{288}{345}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{345}\right)^2 = 0.896, \text{ мұнда } \alpha_{ult,k} = 1.056$$

Осыған дейін былай есептелінген:  $\alpha_{cr} = 1.99$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.2) Формсуласынан панель асты орнықтылығы үшін шартты иілгіштік:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.056}{1.99}} = 0.73$$

Осы иілгіштіктің жанында жанамалық кернеу үшін төмендететін еселік:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.73} = 1.14$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.5) Бөлімінде көрсетілгендей тексеріс жүргізіледі, бірақ созушы кернеу үшін төмендететін еселіктерсіз:

$$\left(\frac{288}{1.0 \times 345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{1.14 \times 345/1.1}\right)^2 = 1.02 > 1.0$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі көбінесе қамтамасыз етілді.

(d) әдісі ҚР ҚН EN 1993-1-5 7-ші Тармағында өзара іс-әрекеті бар жақсы жинақтылығын беретіндіктен, осы жерде нұсқайды. Егер ҚР ҚН EN 1993-1-5 7 Бөлімі осы панеліне оқшаулана қолданылса, онда  $\gamma_{M1} = 1.1$  -ды қалыпты кернеу үшін және серпімді кернеулерді  $\eta_1$  үшін, салыстыру үшін бұдан әрі жеңілдете аламыз:

$$\eta_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right] (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = \eta_1 + (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = \frac{288}{355/1.1} + \left(\frac{2 \times 100}{0.81 \times 355/\sqrt{3}} - 1\right)^2 = 1.00$$

(d) әдісінен 1.02. үлкендігін салыстыра.

Жаһандық пластиналар орнықтылығы

Нормаль кернеулер:

Бағананың түрі бойымен орнықтылықтың жүктемесі ғана қаралады. Бұл басты мәтінде қарап шығатын тақтаның түрі бойымен мінез-құлықпен өзара іс-әрекеттің қарастырыуынан құтылуға рұқсат береді. Бағана үшін тиімді қима 8.12-ші Суретте көрсетілген.

ҚР ҚН EN 1993-1-5 А.1 Суретінен, жоғарғы жанасушы енді құрайды:

$$\frac{(3 - \psi)}{(5 - \psi)} b_1 = \frac{(3 - 300)}{(5 - 0.30)} \times 300 = 172 \text{ мм}$$

Төменгі жанасушы ені тең:

$$0.4b_c = 0.4 \times 131 = 52 \text{ мм}$$

Сондықтан,  $A_{sl,1} = (172 + 52) \times 10 + 150 \times 15 = 4490 \text{ мм}^2$  және  $I_{sl,1} = 1.142 \times 10^7 \text{ мм}^4$ .

ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.5.3 Бөлімінен:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1}} = \frac{\pi^2 \times 200 \times 10^3 \times 1.142 \times 10^7}{4490 \times 2000^2} = 1318 \text{ МПа}$$

Шеткі қысылған талшығында бірдей негізделген қауіпті кернеу тең:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,1}} = 1318 \times \frac{431}{131} = 4336 \text{ МПа}$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.5.3 (3) бөлімінен 8.12 Сурет пен  $b_c$  анықтамаларының арасындағы өзгешедікті байқаймыз: бірінші  $b_c$  қабырғаның шеткі қысылған талшығына бейтарап осьтардан шетіне дейінгі қашықтық ретінде анықтайды, сонымен бірге соңғы  $b_c$  талшық панель асты шеткі қысылған бейтарап осьтардан шетіне дейінгі қаттылық қырынан шектелген қашықтығын анықтайды.

Жанамалық кернеулер:

$\alpha = a/b = 2000/1050 = 1.90 < 3$ , осылайша, тұрақтылық коэффициенті (А.6) ҚР ҚН EN 1993-1-5 жылжуынан алынған, бірақ формулада анықталмаған, қатаңдық қырының инерциясы 3-ші төмендететін еселік кезге талап етілгендей алып тасталуы керек.

1 ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-1-5 (3) 10-ші Тармаққа ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.3 Суреттен, әр жанасушы қабырғаның бір бөлігінің ұзына бойына қатаңдық қыры 30ет, қосу, қатаңдық қырының жуандығы, ол тең  $30 \times 0.81 \times 10 + 10 = 253 \text{ мм}$ .

Нормаль кернеулер үшін тиімді қимадан аздап ерекшеленеді. Инерция мезеті тиімді қимада  $1.186 \times [10]^7 [\text{мм}]^4$  тең. Бұл инерция мезетінің есептеулерінің мәліметтерінің мақсаттары үшін тең 3.0, еселігімен жоғарыда көрсетілгендей үлкейтуі керек. ҚР ҚН EN 1993-1-5 3 Қосымшадан табамыз:

$$\begin{aligned}
k_{\tau} &= 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 b}}{\alpha^2} + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 b}} \\
&= 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \times \frac{3 \times 1.186 \times 10^7}{10^3 \times 1050}}{1.90^2} + 2.2 \sqrt[3]{\frac{3 \times 1.186 \times 10^7}{10^3 \times 1050}} = 14.65 \\
\tau_{cr} &= \frac{k_{\tau} \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = \frac{14.65 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^7}{12(1 - 0.3^2) \times 1050^2} = 252 \text{ МПа} \\
\alpha_{cr, \tau} &= \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{252}{100} = 2.52 \\
\alpha_{cr, x} &= \frac{\sigma_{cr, x}}{\sigma_{Ed, x}} = \frac{4336}{200} = 21.68
\end{aligned}$$

Барлық панель үшін кернеудің еселігі тең:

$$\psi = \frac{200}{-288} = -0.694$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.6) анықтамасынан:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1 - 0.694}{4 \times 21.68} + \left[ \left( \frac{1 - 0.694}{4 \times 21.68} \right)^2 + \frac{1 - 0.3}{2 \times 21.68^2} + \frac{1}{2.52^2} \right]^{1/2} = 0.401$$

және  $\alpha_{cr} = 2.492$ , анық үстем болған жылжудың бір ғана әрекеті үшін осындайға жақын.

Көлденең қимасының көтеру қабілеттілігі үшін жүктемесінің көбеюін еселік қысылған тақтаның бір бөлігі үшін алдымен алынған:

$$\frac{1}{\alpha_{ult, k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x, Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{200}{345} \right)^2 + 3 \left( \frac{100}{345} \right)^2 = 0.555$$

т.е.  $\alpha_{ult, k} = 1.342$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.2) Теңдеуінен, ортақ орнықтылық үшін иілгіштік:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\alpha_{ult, k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.342}{2.490}} = 0.734$$

Ұзына бойына нормаль кернеу үшін төмендететін еселік бағананың орнықтылығының қисықтарынан кемеліне жетпегенді қолданып сол кезде есептейді:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e} = 0.49 + \frac{0.09}{50.5/40} = 0.56$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st}}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{1.142 \times 10^7}{4490}} = 50.5 \text{ мм}$$

$e = 150/2 + 10 - 45.1 = 40 \text{ мм}$  және  $\alpha = 0.49$  ашылған қатаңдық қырлары үшін

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_e (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.56(0.734 - 0.2) + 0.734^2 \right] = 0.919$$

$$\rho_x = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.919 + \sqrt{0.919^2 - 0.734^2}} = 0.68$$

Осы иілгіштіктің жанында жанамалық кернеу үшін төмендететін еселік:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.734} = 1.13$$

Аздаған кертартпа, себебі жылжу үшін иілгіштігі жүктеменің анықталынған көбеюі, нормаль кернеудің әрекетімен орнықтылыққа қарай болуы керек. Бұның осы жағдайда нақты мағынасы болмайды және орнықтылықтың ысырабы жүктеменің күшейткішінің үстінде кез

келген жағдайда жылжуда үстем болады, өйткені бағананың түрі бойымен орнықтылықтың жүктемесі және тақтаның түрі бойымен іс жүзінде бірдей.

Мінез-құлық үшін қорытынды тексерістің барлығы ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.5) Теңдеудің негізінде орындалады:

$$\left(\frac{200}{0.68 \times 345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{1.13 \times 345/1.1}\right)^2 = 1.056 > 1.0$$

Және қорыта келгенде, барлық қабырға аздап өтпейді.

Нақты қажетке жарату коэффициенті -  $\sqrt{1.056} = 1.03$

Бір жағынан ҚН EN ҚР 1993-1-5 кеңес берсе де, бұл тексеріс қысылған панельдердің бір бөліктері үшін жасалынды және жартылай тексеріс созылған бөлік үшін атқарылған болуы керек, себебі (тіпті орнықтылық елемей) кернеу аққыштық шектен шыға алды. Жоғарыда келтірілген (d) Тармақты пайдаланамыз:

$\alpha_{cr}$  созылған жағына  $\alpha_{ult,k}$  қолдана, шартты иілгіштік бұрынғыша саналады:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{288}{345}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{345}\right)^2 = 0.896, \text{ мұнда } \alpha_{ult,k} = 1.056$$

Мұнда, алдындағыдай  $\alpha_{cr} = 2.49$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (10.2) формуласында, орнықтылық үшін иілгіштікте болады:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.056}{2.49}} = 0.65$$

Иілгіштік бұл ретте жанамалық кернеу үшін төмендететін еселік:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.65} = 1.28 > 1.2 \text{ так } \chi_w = 1.2$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 10(5) Бөлімінде көрсетілгендей, созушы кернеу үшін төмендететін еселіксіз тексеріс орындалды:

$$\left(\frac{288}{1.0 \times 345/1.1}\right)^2 + 3\left(\frac{100}{1.2 \times 345/1.1}\right)^2 = 1.00$$

Салмақ түсетін қабілеттілігі орындалды.

#### 6.2.2.6 4-тап қималарының тиімді қасиеттері

6.2.2.6.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.2.6 Бөлімі ҚР ҚН EN 1993-1-1 негізінде қалыптасты, 6.2.2.5 (1), (2), (3), (4) және (5) бөлім.

6.2.2.6.2 Тапты тиімді көлденең қималарды сипаттама 4 қысылған бөліктерін тиімді ен мағыналарында негіздеуі керек. Жұқа бүйірлі профильдарды 1.1.2(1) және ҚР ҚН EN1993-1-3 қараңыз. Жазық қысылған бөліктерін тиімді ҚР ҚН EN1993-1-5 мағынасы бойынша анықтау керек. Егер тап көлденең қима 4 білікті сығушы күшті әрекетке ұшыраса, бірде тиімді аудан  $A_{eff}$  жылжу  $e_N$  бейтарап осьтар анықтама үшін көлденең қима брутто қатысты бүкіл салмақты және қосымша сәт  $A_{eff}$  пайда болатын жылжуда ҚР ҚН EN 1993-1-5 келтірілген әдісті пайдалану керек:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.7)$$

ЕСКЕРТПЕ Қосымша сәтті белгі ішкі күштердің ара қатынасына және сәттерге бағынышты болады, ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.9.3(2) Бөлімін қараңыз.

Тапты түтік тәрізді көлденең қималарды есептеу үшін ҚР ҚН EN 1993-1-6 қараңыз.

### 6.2.3 Созылуы

6.2.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.3 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3 (1), (2), (3), (4) және (5) Тармақтарына негізделген.

6.2.3.2  $N_{Ed}$  созылмалы күшінің есептік мәні әр көлденең қиылыста келесі талапты қанағаттандыруы керек:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.8)$$

6.2.3.3 Бұрандамалар үшін қуыстары бар қиылыстар үшін  $N_{t,Rd}$  созылымына салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәнін келесідей қабылдау керек:

а) пластикалық кезеңдегі брутто көлденең қиылысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.9)$$

б) бұрандамаларға арналған қуыстар бар кезде пластикалық кезеңде нетто көлденең қиылысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.10)$$

6.2.3.4 Егер шекті мәнін анықтау керек болса ҚР ҚН EN 1998 қараңыз, онда пластикалық кезеңдегі салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәні  $N_{pl,Rd}$  (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3(2)а)) бұрандамаларға арналған қуыстары бар нетто көлденең қиылысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәнінен аз болуы керек  $N_{u,Rd}$  (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3(2)б)).

6.2.3.5 С классының қосылыстарында (ҚР ҚН EN1993-1-8 Тармағы 3.4.2(1)), ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3(1) Тармағы бойынша  $N_{t,Rd}$  созылуы кезінде салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәні бұрандамаларға арналған қуыстары бар нетто көлденең қиылысы үшін келесідей қабылдау керек  $N_{net,Rd}$ :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.11)$$

6.2.3.6 ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4.2(1) Тарауы С сыныбып байланыстыру үшін «Болтты байланыстардың категориялары» атты 3.2 Кестенің үзіндісін келтіреді:

**6.3 Кесте - Болтты байланыстардың категориялары**

Категория	Белгілер	Ескертулер
Жылжуға жұмыс істейтін байланыстар		
С Көтеру қабілеті бойынша шекті күйдегі фрикциялық байланыс	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	<p>Алдын ала керіліспен 8.8 немесе 10.9 болттарды қолдану керек.</p> <p>Көтеру қабілеті бойынша түйіскен беттердің шекті күйіндегі жылжуға көтеру қабілеті бойынша 3.9.</p> <p><math>N_{net,Rd}</math> анықталады - 3.4.1(1) в) қараңыз.</p>
Есепті созушы күш $F_{t,Ed}$ тетіктің әсерісінен болу мүмкін ұзу күшін қосу керек, 3.11 қараңыз. Созушы күшпен бірлесіп жылжу күшіне душар болатын болттар ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4 Кестеде келтірілген шарттарды қанағаттандыру керек.		

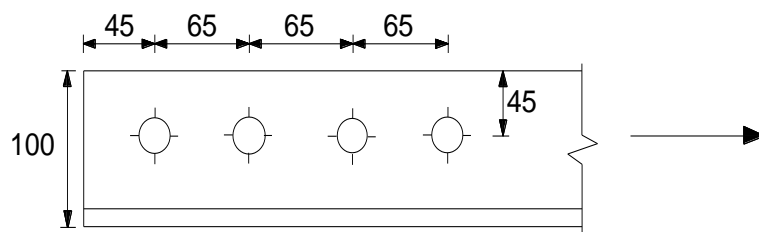


6.2.3.7 Бір сөремен бұрыштарды бекіту кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6.3 Тармағын қараңыз. Ұқсас талаптар сөрелерді еңкейгенімен бекітілетін қималардың басқа түрлері үшін әділ болып табылады.

МЫСАЛ 6 Созылу кезінде бұрыштар

Жалғыз бұрышты ойықты бұрандамалар үшін  $N_{t,Rd}$  созылу кескініне максималді салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау қажет.

100 × 100 × 12 сырғанатылған болат бұрыштың (ГОСТ 27772-88 бойынша С345 болат) екі аяқ жағынан бекіту үшін иеет 26 мм диаметрлі 4 саңылаулары бар. Байланысу бөлшегі – келесі геометриямен В дәрежесі (жылжу көтеру қабілеті бойынша шекті күйде пайда болу мүмкін).



Бұрыштың байланысуының созылуына максималды көтеру қабілетін есептеу керек.

Брутто бұрышының ауданы = 2270 мм<sup>2</sup>.

ҚР СН EN 1993-1-1 3.1 Кестесінен: 12-мм пластина үшін  $f_y = 345$  МПа,  $f_u = 510$  МПа.

$N_{t,Rd}$  созылуға бұрандамалардың салмақ түсетін есептік мағыналар қабілеттілігімен саңылаулы кескіндер үшін ең кішісін қабылдау керек:

а) ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.6) Формуласымен пластикалық сатыда салмақ түсетін қабілеттілігінің брутто кескінінің есептік мағынасы:

Брутто көлденең қимасының есепті пластикалық көтеру қабілеті есептелінеді:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2270 \times 345}{1.0} = 805.9 \text{ кН}$$

б) Бұрандамалардың саңылаулары бар жағдайда нетто пластикалық сатыда салмақ түсетін көлденең кескіннің есептік мағынасы.

Байланысу бір сөремен байланысқан бір бұрышты жұмысқа қатыстырсса, эксцентриситетті ескеру керек, ол үшін ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.3 Тарауының нетто аудан үшін ережелер қолданылады. Болттардың эксцентриситетін есепке алы үшін нетто ауданы  $\beta_3$  коэффициентімен өзгереді. Өйткені бұрыш – тең сөрелі  $A_{net}$  бруттоның нақты ауданынан анықтала алады.

$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$  онда  $\beta_3 = 0.5$  2.5 × болттың диаметрінен болттар адымы үшін артық емес

$$N_{u,Rd} = \frac{0.5 \times (2270 - 26 \times 12) \times 490}{1.25} = 399.4 \text{ кН}$$

Сондықтан,  $N_{t,Rd}$  нетто ауданы бойынша есептелінеді.  $N_{t,Rd} = 399.4$  кН.

## 6.2.4 Қысылу

6.2.4.1 ҚР СН EN 1993-2 осы тарауда ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.4(1) Тарауына негізделеді, онда әрбір көлденең қимадағы  $N_{Ed}$  сығушы күштің есептік мәні формула бойынша анықтау керек:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.12)$$

6.2.4.2 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.4(2) қималардың сыныбына байланысты жобалау үшін әр түрлі жолдар талап Тарауы етеді және  $N_{c,Rd}$  жан-жақты қысуға профильдерінің жобалық кедергісі орнықтылықтың жергілікті жоғалтуысыз (1,2,3 қималардың сыныптары үшін), және жергілікті жоғалтумен (4 сыныпты қима үшін немесе алдын ала керіліс үшін) анықталу керек екенін көрсетеді.

6.2.4.3 6.2.4(3) Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.4(3)-(4) Тарауларына негізделген. ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.4 (3) Тараудың талаптарына сәйкес болттар үшін саңылауды есепке алу қажеті жоқты, қысылған элементтеріндегі ҚР ҚН EN 1090 анықталған үлкен жіберумен саңылаулары және нақтылы сопақ тесіктер қоспағанда, егер саңылауларда болттар орнатылса.

6.2.4.4 ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.4(4) Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.5(4) нұсқауларымен анықталатын  $\Delta M_{Ed}$  қосымша моментті есепке алу үшін 4 сыныпты симметриялық емес қималар жағдайында ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.9.3 келтірілген әдісті қолдану керек екенін талап етеді.

6.2.4.5 ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.9.3 Тарауында екі талаптар келтіріледі:

а) көлденең күш жоқ болғанда, максимал ұзына бойына кернеулер  $\sigma_{x,Ed}$  4 сынып қималарында, тиімді көлденең қималардың есепке алуымен есептелген (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5.2(2) Тарауын қараңыз), келесі шартты қанағаттандыру тиіс:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.13)$$

онда  $\sigma_{x,Ed}$  - керекті жағдайда болттар үшін саңылауларды есепке алмен моменттің әсерінен және білікті күштен жергілікті ұзына бойына кернеулерді есептік мәндері (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3, 6.2.4 және 6.2.5 Тарауларын қараңыз).

б) Келесі шарт орындалу керек:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{N,y}}{W_{eff,y,min}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{N,z}}{W_{eff,z,min}f_y/\gamma_{M0}} \leq 1 \quad (6.14)$$

Онда  $A_{eff}$  - бір қалыпты қысу әсерінде көлденең қиманың тиімді ауданы;

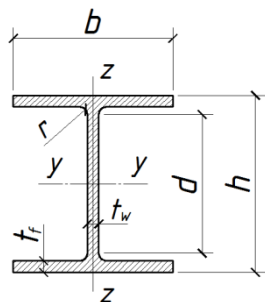
$W_{eff,min}$  - сәйкес білікке қатысты көлденең қимасының (максимал серпімді кернеулері бар тал жіптерге сәйкес) ең төменгі кедергі келтіру моменті;

$e_N$  - брутто көлденең қимасының ауырлық центріне қатысты  $A_{eff}$  ауданының бейтарап өсінің жылжуы, көлденең қима тек қана қысуға душар болғанда (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.2.5(4) Тармағын қараңыз).

ЕСКЕРТПЕ  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  және  $\Delta M_i = N_{Ed}e_{N,i}$  белгілері тиісті қалыпты кернеулердің тіркестеріне тәуелді болады.

МЫСАЛ 7 Қысу кезіндегі әмбебап ұстын

HEA 160 прокатты қос таврлы бағананың қарсы тұра алатын қысу кезіндегі максималді күштерді есептеу қажет. Бағана S355 болаттан жасалынған.



- высота  $h = 160\text{мм}$
- биітігі  $h = 160\text{мм}$
- ені  $b = 152\text{мм}$
- қабырғалардың қалыңдығы  $t_w = 6,0\text{мм}$
- тақталардың қалыңдығы  $t_f = 9,0\text{мм}$
- айналманың радиусы  $r = 15,0\text{мм}$
- қабырғаның түзу бөлшегінің биіктігі  $d = 104,0\text{мм}$
- кескін ауданы  $A = 3\,880\text{мм}^2$

#### 6.14 Сурет- 7 Мысал үшін прокатты профилінің кескін өлшемдері

Иіліс тұрақтылықтың шығынына біркелкі толық бекітілген бағаналар. Кескіндегі Барлық саңылаулар алдын ала кернеуленген бұрандамалармен толтырылған.

Илемділік және серпінді кезеңде, беріктік және қиманың айналмалы қабілеттілігінде жергілікті тұрақтылықтың әсерлермен шектеулі. Әр түрлі кескін түрлерін және оларды төрт классқа бөлетін ҚР ҚН EN 1993-1-1 жергілікті тұрақтылықтың ықпалын есептейді (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.6 Тармақты қара). Қиманың баянының есебін бойынша 6.2 Тармаққа жүргізуге қажетке ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2 Тармағына сәйкес беріктік кескіннің есебін орындау керек.

ҚР ҚН 1993-1-1 сәйкес барлық кескіндер төрт классқа бөлінеді: класс 1, класс 2, класс 3, класс 4. Кескіндерді класстарға бөлу айырмашылықтарға негізделген:

- болаттың маркасы бойынша;
- элементтер кескіндердің бөлек бөлімдердің ені қалыңдығына қатысты (қабырға, тақтай, асылма);
- элементтер кернеу күй түрлері бойынша (майысу, отратық сығу, сығумен майысу).

Болаттың аққыштық шегінен тәуелді болатын коэффициенті (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кестені қар.):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81.$$

Қабырғаның кескіні

Қабырғаның биіктігі қабырғаның қалыңдығына қатынасы:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33.$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 кестесі бойынша 1-ші класс кескініне шекті ұйғарынды қатынас:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon.$$

$$33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73.$$

Осылайша,

$$17,33 < 26,73.$$

Екі таврлы кескіннің қабырғасы – 1 класс кескіні болады.

Тақтайшаның кескіні

Тақтайшаның ұзындығы тақтайшаның қалыңдығына қатынасы:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(152 - 6 - 2 \cdot 15)/2}{9} = 6,44.$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кестесі бойынша 1 классты қималар үшін:

$$9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29.$$

Осылайша,

$$6,44 < 7,29.$$

Екі таврлы кескіннің тақтайшасы – 1 класс кескіні болады.

Олай болса, екі таврдың кескіні жалпы 1-ші класс көлденең кескіні болып классификациялану керек.

ҚР ҚН EN 1993-2 (6.1) Формуласы бойынша тұзу сығылған көлденең кескіннің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мағынасын анықтаймыз:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3\,880 \times 355}{1,0} = 1\,377,4 \text{ Кн}$$

Сондықтан, беріктік шектігі сығу кезінде 1 377,4 кН тең болады.

## 6.2.5 Иілісті сәті

6.2.5.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.5 (1) Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.5 (1) Тарауында негізделген. Әрбір көлденең қимадағы  $M_{Ed}$  июші моментінің есептік мәні келесі шартты қанағаттандыру керек:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.15)$$

онда  $M_{c,Rd}$  – қималарда саңылаулардың бар болуын есепке алумен анықталады (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.5(4)-(6) Тарауларын қараңыз).

6.2.5.2 ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.5 Тараудағы тексерулерді тек қана жергілікті көлденең қималар үшін өткізу керек. Егер барлық элемент орнықтылықтың иілу-бұраушы жоғалтуына көндірсе, сонымен бірге ақаудың осы әдісін тексеру керек. ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.5(2) Тарауы қималардың сыныбына байланысты көлденең қиманы есептеу үшін әртүрлі жолдарды талап етеді. 6.2.5(3) Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.5(3)-(6) Тарауын қолдануын талап етеді, болттар үшін саңылауларды есепке алумен қиманың бас көлденең көтеру қабілетінің есептік мәндерінің анықтауында.

## 6.2.6 Жылжу

### 6.2.6.1 Жалпы ережелер

6.2.6.1.1 Көрсетілген Тарау ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.6 (1)-(8) Тарауына және ҚР ҚН EN 1993-1-5 5 Тарауына негіздеген.

6.2.6.1.2 Осы тарау ҚР ҚН EN 1993-2 осы оқу құралында екі ішкі бөлімге бөлінген, олар жылжу және көтеру қабілетіне майысқақ көтеру қабілетін жылжуда анықтайды.

### 6.2.6.2 Орнықтылықты есепке алуысыз жылжуға көтеру қабілеті

6.2.6.2.1 ҚР ҚН EN 1993 бойынша жылжуға жобалаудың ерекшелігі  $f_y/\sqrt{3}$  жылжуы кезінде жоғары емес биіктіктігі бар көтеру қабілеті Мизес бойынша аққыштық шегінде жылжудағы көтеру қабілетінен асып кететініне негізделген. Тексерулер деформациялы бекіту деформацияның шамадан тыс әсер етуісіз жүзеге асыратынын көрсетті. ҚР ҚН EN

1993-1-1 6.2.6 және 5 Тараулары  $\eta$  коэффициентін қамтиды, көрсетілген ерекшелікті есепке алу үшін.

6.2.6.2.2  $\eta$  коэффициенті ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1(2) Тарауында анықталған, бірақ оның сандық мәні - ұлттық таңдау. S460 дейін беріктіктің класстары үшін  $0.7f_y$  қабырғаның орташа жанама кернеуге тең  $\eta = 1.2$  ұсынылады. S460 сыныпты болат үшін және одан жоғары  $\eta = 1.0$  қолданылады, қажетті тексерулер жоқ болғанда. ҚР ҚН EN 1993-1-1-да  $\eta$  коэффициенті жылжудың ауданына қосылған (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.6(3) Тарауын қараңыз), бірақ ҚР ҚН EN 1993-1-5 көтеру қабілеті бойынша формулада тікелей көрініп қалады ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.2(1) Тарауын қараңыз). Сайып келгенде, көрсетілген әсер екі рет қоспау керек.

### 6.2.6.3 Жылжу кезіндегі төзімділік

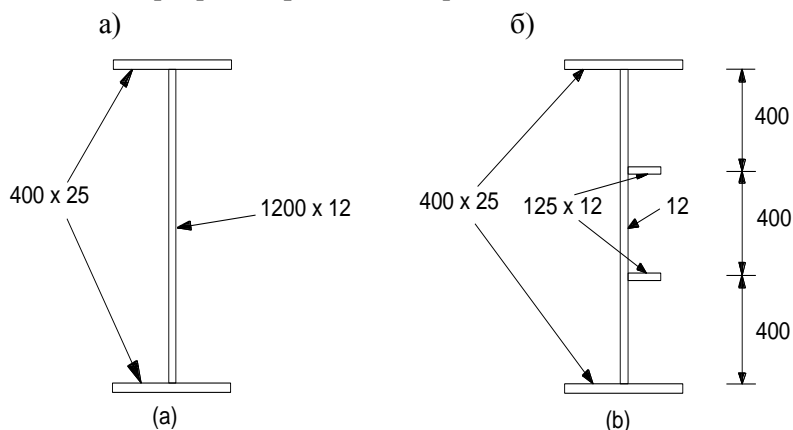
Орнықтылықтың жоғалтуы бойынша шылқыған қабырғамен қос таврлы аркалықтарын көтеру қабілетін жылжуда ҚР ҚН EN 1993-2 5 Тарау бойынша қарастыру керек және иілу кернеулерін теорияда негіздеуге керек.

МЫСАЛ 8 Көлденең қатаң қырларсыз аркалық

Ішкі және сыртқы тіректердегі жылжуға аркалықтың салмақ түсіретін қабілеттілігін есептеу қажет.

Аркалық – көпаралықты, кесілмейтін, S355 болат, 6.15 Суретте өлшемдері көрсетілген.

Тіректе көлденең қатаң қырлармен күшейтілген аркалықтың қимасы.



6.15 Сурет - а) 8 Мысал үшін және б) 9 Мысал үшін бөрене

Болаттың аққыштық тегінен тәуелді болатын коэффициенті (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кестесін қар.):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81.$$

Бастапқыда ішкі тірек ең алдымен қарастырылады

Қаттылықтың аралық қабырғасыз иілгіштік ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.5) Формуласы арқылы анықталады:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t\varepsilon} = \frac{1200}{86.4 \times 12 \times 0.81} = 1.429$$

Ішкі тіректе қатты шеткі бағана жағдайын қолдануға болады, сайып келгенде, ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 Кестесінен:

$$\chi_w = \frac{1.37}{0.7 + \bar{\lambda}_w} = \frac{1.37}{0.7 + 1.429} = 0.64$$

Сөрелерден кез келген үлес шамалы болады, өйткені қаттылықтың көлденең қырлары бір-бірінен қашық орналасқан. Сайып келгенде, ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.2) Формула бойынша көтеру қабілетін есептеледі:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0.64 \times 345 \times 1200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1727 \text{ кН}$$

Енді шеткі тіректі қарастыра отырып, иілгіштікті ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.5) Теңдеу бойынша есептейміз:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4 t \epsilon} = \frac{1200}{86.4 \times 12 \times 0.81} = 1.429$$

Қаттылықтар бір жүк көтергіш қырымен шеткі тіректе ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 Кестесінен қатты емес шеткі бағандар жағдайы қолданылады:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{1.429} = 0.58$$

Егер сөрелерден қандай болмасын болмашы үлес елемесе, кесікке көтеру қабілеті ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.2) Формула бойынша есептеледі және келесіге тең болады:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0.58 \times 345 \times 1200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1558 \text{ кН}$$

**МЫСАЛ 9** Қаттылықтың ұзындық бойындағы қабырғалары бар бөрене

ГОСТ 27772-85 бойынша С345 болаттан кесілмейтін бөрененің 8 Мысалдағыдай сол өлшемдері болады 8.13 Суретте көрсетілгендей қаттылықтың ұзындық бойына қырларды қамтиды. Қаттылықтың ұзындық бойына барлық қырлары тек қана жеке екі жақты қаттылық қырлары қосады, және 4000 мм қашықтығындағы аралық көлденең қаттылық қырлары болады. Жылжуға көтеру қабілетін ішкі тіректе есептеуге болады.

Қаттылық қырлары бар панелдің жылжуында орнықтылықтың ортақ жоғалтуы үшін бастапқыда иілгіштік есептелінеді.  $a/b = 4000/1200 = 3.33 > 3$ , сайып келгенде, ҚР ҚН EN 1993-1-5 А.5 жылжу кезінде орнықтылық коэффициенті ҚР ҚН EN 1993-1-5 А.5 Өрнегінен алынады. ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.3 Суретте әрбір ұзына бойына қаттылық қырында 30ет тұстасқан қабырғаның бір бөлігі бар,  $30 \times 0.81 \times 12 + 12 = 304 \text{ мм} < 400 \text{ мм}$  тең қаттылық қырының жуандығы. Әрбір тиімді қиманың  $6.982 \times 10^6 \text{ мм}^4$  и  $I_{sl} = 2 \times 6.982 \times 10^6 = 1.396 \times 10^7 \text{ мм}^4$  тең инерция моменті бар. ҚР ҚН EN 1993-1-5 (А.5) теңдігінен:

$$k_{tsl} = 9 \left( \frac{b}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 b} \right)^3} = 9 \left( \frac{1200}{4000} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{2.095 \times 10^7}{12^3 \times 1200} \right)^3} = 3.386, \text{ бірақ келесіден кем емес}$$

$$k_{tsl} = \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{b}} = \frac{2.1}{12} \sqrt[3]{\frac{2.095 \times 10^7}{1200}} = 4.540$$

$$k_t = 5.34 + 4.00 \left( \frac{b}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 5.34 + 4.00 \left( \frac{1200}{4000} \right)^2 + 4.540 = 10.24$$

Орнықтылықтың ортақ жоғалтуы үшін иілгіштік ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.6) Өрнектен алынған:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t \epsilon \sqrt{k_t}} = \frac{1200}{37.4 \times 12 \times 0.81 \times \sqrt{10.24}} = 1.032$$

Одан кейін ішкі плитаның тұрақтылығы үшін икемділігі есептеледі.

Ішкі плитаның тұрақтылығы үшін ,  $a = 4000$  мм и  $b = 400$  мм мына теңдеуден (А.5) ҚР ҚН EN 1993-1-5:

$$k_{ti} = 5.34 + 4.00 \left( \frac{b}{a} \right)^2 = 5.34 + 4.00 \left( \frac{400}{4000} \right)^2 = 5.38$$

Ішкі плитаның тұрақтылығына арналған икемділік мына өрнектен алынған (5.7) ҚР ҚН EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37.4 t \sqrt{k_{ti}}} = \frac{400}{37.4 \times 12 \times 0.81 \times \sqrt{5.38}} = 0.474 < 1.032$$

Жалпы тұрақтылық үшін . Осылайша ішкі плитаның тұрақтылығы есепте басты емес.

Ішкі тіректе қатты түпкі тіректің жағдайы қабылданады, бірақ  $\bar{\lambda}_w < 1.08$  ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 Кестесінен мынаны аламыз.

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{1.024} = 0.80$$

Егер сөрелерден салым еленбесе, кесуге салмақ түсетін қабілеттілік ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.2) мына формуламен есептеледі:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0.80 \times 345 \times 1200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1.1} = 2159 \text{ кН}$$

## 6.2.7 Бұрау

### 6.2.7.1 Жалпы ережелер

ҚР ҚН EN 1993-2 бұл тармағында келесі талаптар құрылған:

1) Бұрауға ұшыраған элементтерінің өзгерісі мен бұраудың пайда болуын ескеру керек.

2) Өзгерісті азайту үшін қабырғалары немесе сұлбаның көлденең бағытындағы қаттылықты ескеруге рұқсат беріледі, бұл уақытта деформация мен бұрау, иілу әсеріне ұшырайтын, тығыз өзгеруінің тиісті үлгісін қарастыру керек.

3) Егер деформация көлденең иіліс кезінде мұлбаның қаттылығынан иілімнен 10 пайыз аспаса элементтердегі деформациялық әсерді есепке алмау керек.

4) Диафрагмалар үлестірілген жүктемемен нәтиже әсерінің есебімен жобаланады.

### 6.2.7.2 Деформация әсерін есепке алу рұқсат етілмейтін бұрау

6.2.7.2.1 Деформация әсерін ескеру рұқсат етілетін бұрауға қойылатын талаптар (ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.7.2 қараңыз), осы құралдың 6.2.7.2.2 - 6.2.7.2.10 Тармақтарында келтіріледі, олар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.7 Тармағына негізделген.

6.2.7.2.2 Бұрауға ұшырайтын элементтер үшін, бұл кезде қиылыстың дипланациясын елемеуге болады, жиынтық айналатын сәтінің есептік мәні  $T_{Ed}$  әр көлденең қиылыста келесіні қанағаттандыру керек:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0 \quad (6.16)$$

мұндағы  $T_{Rd}$  – бұрау кезіндегі көлденең қиылыстың салмақ түсетін есептік мәні.

6.2.7.2.3 Жиынтық бұрау сәті  $T_{Ed}$  кез келген көлденең қиылыста екі ішкі құраушының жиынтығы сияқты қарастырылуы керек в:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.17)$$

мұндағы  $T_{t,Ed}$  - Сен-Венан ішкі айналу сәтінің есептік мәні;

$T_{w,Ed}$  — Қысылған бұрау кезіндегі ішкі айналу сәтінің есептік мәні.

6.2.7.2.4  $T_{t,Ed}$  және  $T_{w,Ed}$  мәндері кез келген көлденең қиылыста тығыз есеп көмегімен  $T_{Ed}$  бойынша анықтау ұсынылады, элементті бойлай жүктемені үлестіру мен бекіту жағдайлары, элементтің қиылыс сипаттамасына негізделу керек.

6.2.7.2.5 Бұрау кезінде пайда болатын келесі кернеулерді ескеру керек:

- Сен-Венан  $T_{t,Ed}$  айналу сәтімен тудырылған  $\tau_{t,Ed}$  жанама кернеулер;
- $T_{w,Ed}$  Қысылған бұраумен тудырылған  $\tau_{w,Ed}$  жанама кернеулер және  $V_{Ed}$  биосәтімен тудырылған  $\sigma_{w,Ed}$  кернеулер.

6.2.7.2.6 Тығыз кезеңдегі тексеру үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.1(5) Тармағы бойынша аққыштық өлшемін қолдану керек

6.2.7.2.7 Пластикалық болаттағы иіліс сәтіне көлденең қиылыстың салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау үшін, бұрау кезінде, статисткалық есептеу нәтижесінде алынған  $V_{Ed}$  әсерді ғана ескеру керек.

6.2.7.2.8 Жеңілдету мақсатында, тұйық көлденең қиылыста қысаң бұрау әсірен елемеу керек. Ашық көлденең қиылыс элементтерінде, мысалы екітавр, Сен-Венан бұрау әсері елемеуге ұсынылады.

6.2.7.2.9 Тұйық қиылыстар үшін салмақ түсетін қабілеттіліктік мәнін анықтау кезінде  $T_{Rd}$  ҚР ҚН EN 1993-1-5 сәйкес көлденең қиылыстың бөлек бөлшектерінің жылжуының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәнін ескеру керек.

6.2.7.2.10 көлденең күштің және бұраушының кезінің бірлескен әрекетінде тасымалдауыш зейіннің мағынасы на жылжуға ара пластикалық кезең есебімен  $V$  тікмүйізді ықпал  $V_{pl,Rd}$  дейін азайтуы  $V_{pl,T,Rd}$  болу керек, қарамастан және көлденең күш есептік мағына ара элемент я кернеу және элемент аққыштық, келесі талап бойынша анықталады:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.18)$$

мұндағы  $V_{pl,T,Rd}$  келесідей анықталады:

- екітаврлы қиылыс үшін

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (6.19)$$

- швеллерлер үшін

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.20)$$

- тұйық қиылыс үшін

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.21)$$



Мұнда  $V_{pl,Rd}$  - ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.18) Тармағынан 6.2.6 формуламен есептеледі.

## 6.2.8 Иіліс, ості жүктеме, жылжуы мен көлденең жүктеме

6.2.8.1 ҚР ҚН EN 1993-2 сәйкес иілістің өзара әрекеттестігін анықтау қажет, бұл кезде келесі әдістердің бірін қолдану керек (Осы құралдың 6.2.8.2 және 6.2.8.3 Тармақтарын қараңыз).

6.2.8.2 Өзара әрекеттесу әдістері ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.8 – 6.2.10 келтірілген. Ескертпесінде жергілікті тұрақтылық шығынының әсеріне назар аудару керек ҚР ҚН EN 1993-1-5, 4 – 7 Тараулар.

6.2.8.3 Кернеулердің өзара әрекеттесуі: аққыштық өлшемін қараңыз ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.1 Ескертпеде ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тарауда келтірілген жергілікті тұрақтылық шығынының әсеріне назар аудару керек.

## 6.2.9 Иілу және жылжу

6.2.9.1 Элементтерінің иілуі мен жылжуына қойылатын талаптар осы құралдың ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.9 6.2.9.2 - 6.2.9.6 Тармақтарында келтірілген. Олар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.8 Тармағына негізделген.

6.2.9.2 Жылжу күштері, болат сұлбаға әсер етеді және олар иілуіге салмақ түсіретін қабілеттілікті төмендетуі мүмкін. Нәтижесінде олардың өзара әрекеттесуі керек.

6.2.9.3 Көлденең күштің әрекетінде қабылдау тиіс көңілді тасымалдауыш зейінге деген оның ықпалының қатпарға әсер етуі. Егер көлденең күш жарты тасымалдауыш зейіннен аз болса, жылжуға ара пластикалық кезеңде, тасымалдауыш зейінге деген оның ықпалының қатпар ашырқану жібер-, басқа уақиға, қашан жергілікті тиянақ шығын жылжу көлденең қима(ҚР ҚН EN 1993-1-5 қар.) тасымалдауыш зейін азайтады. Қалған уақиғаларда тасымалдауыш зейіннің азайтылу мағынасы қатпарға қабылдау тиіс тең көлденең қиманың тасымалдауыш зейінінің, аққыштықтың шегінің азайту мағынасына өлшеулі есептік мағынасына тең болады:

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.22)$$

Мұндағы  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$  және  $V_{pl,Rd}$  келесі ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармақ 6.2.6(2) (6.2.10(3)) (6.18) Формуламен есептеледі.

6.2.9.4 Бұрау болған кезде  $\rho$  мәнін формуламен есептеледі  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$  (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.7 Тармақ), бірақ оны келесі жағдайда нөлге тең қылып алу керек  $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,T,Rd}$ .

6.2.9.5 Басты оске қатысты иілетін біркелкі сөрелермен екітаврлы қиылыстар үшін жылжымалы күштің есебімен пластикалық кезеңде иілімге салмақ түсетін қабілеттіліктің азайтылған есептік мәнін келесі формуламен есептеу керек:

$$M_{y,V,Rd} = \left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \text{ и } A_w = h_w \cdot t_w, \quad (6.23)$$

мұнда  $M_{y,c,Rd}$  көлденең қиылысты кластарға байланысты анықталады ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.5(2) Тармақ.

6.2.9.6 иілу сәтінің көлденең және остік күштері мына ҚР ҚН EN 1993-1-5 7 Тарауда қарастырылған.

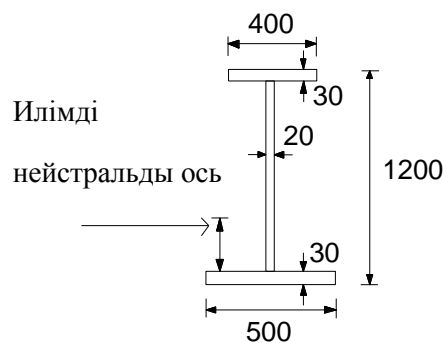
МЫСАЛ 10 Жылжусыз 2 классты екітаврлы арқалықтың көлденең қиылысы үшін жылжу мен сәттің өзара әрекеттесуі

МЕМСТ 27772-88 бойынша С345 болаттан екітаврлы арқалық 8.14 Суретте бейнеленген, аққышқтық шегі  $f_y = 345$  МПа.

Арқалық - теріс иілетін сәттегі 2 классты көлденең қиылыс және келесі жылжу қасиеттеріне ие болады:

Төменгі сөреден 525 мм пластикалық осі

Кдергінің пластикалық сәті тең 7834 кНм



6.16 Суреті –10 Мысалы үшін екітаврлы арқалық

Арқалық тұрақтылықтың иілімді-бұрандалы шығынына қарсы бекітілген және жылжу кезіндегі тұрақтылықтың шығынына тұрақты. 4486 кН шамасы көлденең күшке әсер ету кезіндегі қиылысқа қарсы тұратын иілетін сәтті анықтау қажет.

Қабырға ауданы  $A_w = h_w t_w = (1200 - 60) \times 20 = 22800 \text{ мм}^2$

Жылжуға пластикалық салмақ түсетін қабілеттілік:

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta A_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1.2 \times 22800 (345 / \sqrt{3})}{1.00} = 5608 \text{ кН.}$$

Мұндағы  $A_v = \eta A_w$  және ұсынылған мәні қабылданған  $\eta$  мынаған тең 1.2 (ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1(2) Тармағы).  $V_{Ed}$  мынадан көп  $0.5 \times V_{pl,Rd}$  осылайша, жылжу келесі шамаға дейін кедергі сәтін азайтатын болады  $M_{y,V,Rd}$ .

Мына өрнек үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.29) келесі шаманы аламыз:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 4486}{5608} - 1 \right)^2 = 0.360$$

Осыдан, қабырғадағы рұқсат етілген кернеу мынаған тең болады  $(1 - \rho)f_y = (1 - 0.36) \times 345 = 227.2 \text{ МПа}$

Одан кейін қабырғаның азайтылған рұқсат етілген қиылысындағы пластикалық сәті есептеледі. Пластикалық бейтарап осі жылжымай қозғалады. Жаңа пластикалық осі x биіктігінде келесі теңдеумен шығарылады:

$$(500 \times 30 \times 345) + (20 \times 227.2 \times x) = (400 \times 30 \times 345) + [20 \times 227.2 \times (1140 - x)]$$

откуда  $x = 452,8 \text{ мм.}$

Жылжыу бар кездегі кедергі сәті пластикалық бейтарап өсіне қатысты сәтті есептеу жолымен табылады:

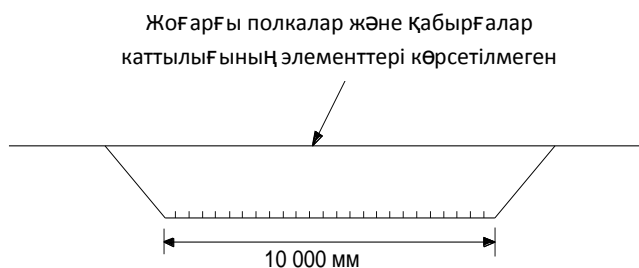
$$M_{y,V,Rd} = \frac{(500 \times 30 \times 467.8 + 400 \times 30 \times 702.2) \times 345}{1.00} + \frac{[452.8^2 \times 20 \times 0.5 + (1140 - 452.8)^2 \times 20 \times 0.5] \times 227.2}{1.00} = 7021 \text{ кНм}$$

Сәйкессінше, қиылыс кедергісінің пластикалық сәті азаяды 7834 кН м дан 7021 кН м дейін.

**МЫСАЛ 11** Қаттылықтың бойлық қабырғалары бар қорап арқалықтың сөресі

МЕМСТ 27772-88 бойынша С345 болаттан жасалған кесілмеген арқалықтың төменгі белі 10 мм қалыңдығы және 10000 ені бар, 24 қаттылық қабырғалары, әр 400 мм сайын (6.15 Суретінде көрсетілгендей).

Диафрагмалар көпірді бойлай әр 4000 мм сайын орналасқан. Әр қаттылық қабырғасы негізгі пластинамен ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.3 Суретіне сәйкес келесіге тең инерцияға ие  $3.621 \times 10^7 \text{ мм}^4$ . Төменгі сөре мен қабырға арасындағы қосылыстағы тік жылжудан жанама кернеу - 130 МПа, және төменгі сөредегі айналатын керену - 10 МПа. Төменгі сөредегі қалыпты кернеу 250 МПа, ол ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.5 Тармағына сәйкес есептелген. Иілім мен жылжудың бірлескен әсеріне төменгі белді тексеру қажет.



**6.17 Сурет - 11 Мысалы үшін қорапты қиылыс арқалығы**

Қаттылық арқалықтары бар панелді жылжыту кезінде тұрақтылықтың жалпы шығыны үшін икемділік, алдымен ҚР ҚН EN 1993-1-5 А.3 Қосымшасын қолдана отырып есептеледі:

$$k_{tsl} = 9 \left( \frac{b}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 b} \right)^3} = 9 \left( \frac{10000}{4000} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{8.690 \times 10^8}{10^3 \times 10000} \right)^3} = 1601$$

өлшемі  $I_{sl} = 24 \times 3.621 \times 10^7 = 8.690 \times 10^8 \text{ мм}^4$ , бірақ мынадан кем емес:

$$k_{tsl} = \left( \frac{2.1}{t} \right)^3 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{b} \right)} = \frac{2.1^3}{10} \sqrt[4]{\frac{8.690 \times 10^8}{10000}} = 9.3.$$

Мұнда  $a/b = 4000/10000 = 0.4 < 1.0$ , сәйкесінше,

$$k_t = 4.00 + 5.34 \left( \frac{b}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 4.00 + 5.34 \left( \frac{10000}{4000} \right)^2 + 1601 = 1638.4$$

Тұрақтылықтың толықтай шығыны кезіндегі икемділік ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.6) келесі теңдеуден алынады:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b}{37.4 t \epsilon \sqrt{k_t}} = \frac{10000}{37.4 \times 10 \times 0.81 \times \sqrt{1638.4}} = 0.816$$

Ішкі тірек ҚР ҚН EN 1993-1-1 5 кестесінен қатты түпкі тіректі шарты қолданылады:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.816} = 1.02$$

$\bar{\eta}_3$  мәні басты мәтінде талқыланған сөренің жанамк кернеуінің консервативті шоғырын қолдана отырып есептеледі, сонда, толық қолданылатын жанама кернеу мынаған тең болады

$$0.5\tau_{\text{shear}} + \tau_{\text{tor}}:$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{130/2 + 10}{1.02 \times \frac{345}{\sqrt{3} \times 1.1}} = 0.39 < 0.5$$

Осылайша, тұрақтылықтың шығындалуының толы нысанында қалыпты кернеумен өзара байланыс жоқ екендігін көреміз.

Одан кейін ішкі плитаның тұрақтылығы үшін икемділік есептеледі. Ішкі плитаның икемділігі үшін,  $a = 4000$  мм и  $\bar{b} = 400$  мм,  $\frac{a}{\bar{b}} = 10 > 1.0$  және

$$k_{ti} = 5.34 + 4.00 \left( \frac{\bar{b}}{a} \right)^2 = 5.34 + 4.00 \left( \frac{400}{4000} \right)^2 = 5.38$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 (5.7) тұрақты ішкі плита үшін икемділік мына формуламен есептеледі .

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\bar{b}}{37.4t\epsilon\sqrt{k_{ti}}} = \frac{400}{37.4 \times 10 \times 0.81 \times \sqrt{5.38}} = 0.569$$

ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.1 Кестесінен,  $\chi_w = 1.2$ .  $\bar{\eta}_3$  басты мәтінде қарастырылғандай сөренің панелі астында орташа жанама кернеуді қолдана отырып есептеледі:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{130 + 10}{1.02 \times \frac{345}{\sqrt{3} \times 1.1}} = 0.63 > 0.5$$

Осылайша, егер тұрақтылықтың жергілікті шығынында қалыпты кернеумен өзара әрекеттесу бар. Өзара қарым-қатынасы ҚР ҚН EN 1993-1-5 (7.1) келесі Теңдеуді қолдана отырып тексеріледі:

$$\eta_1 + (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = \frac{250}{345/1.0} + (2 \times 0.63 - 1)^2 = 0.77 \leq 1.0$$

Осылайша, сөре иілу мен жылжудың бірлескен әсерімен дұрыс таңдалған.

## 6.2.10 Иіліс және білікті күш

### 6.2.10.1 1 және 2 сыныптар кесілуі

6.2.10.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.10 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.9.1 Тармағында негізделген, онда келесі есепті талаптар анықталған (осы оқу құралының 6.2.10.1.2 – 6.2.10.1.7 Тармақтарын қараңыз).

6.2.10.1.2 біліктің күші әсерінде оның пластикалық кезеңде иіліске көтеру қабілетіне ықпалын есепке алу керек. 1 және 2 сыныпты көлденең қималары үшін келесі шарт орындалу керек:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (6.24)$$

онда  $M_{N,Rd}$  – пластикалық кезеңде иіліске көтеру қабілетінің есепті мәні, білікті күші әсерінің кішірейген салдары  $N_{Ed}$ . Саңылаулары жоқ тік төртбұрышты шылқыған қималар үшін  $M_{N,Rd}$  келесіні тең етіп қабылдау керек:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2 \right] \quad (6.25)$$

6.2.10.1.3 Егер келесі шарттар орындалса, онда симметрияның екі білікті қос таврлы қималар немесе сөрелері бар басқа қималар үшін пластикалық кезеңдегі у–у білікке қатысты иіліске көтеру қабілетіне білікті күштің ықпалын есепке алуды қажет етпейді:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

және

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.27)$$

6.2.10.1.4 Егер келесі шарттар орындалса, онда симметрияның екі білікті қос таврлы қималар үшін пластикалық кезеңдегі z–z білікке қатысты иіліске көтеру қабілетіне білікті күштің ықпалын есепке алуды қажет етпейді:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.28)$$

6.2.10.1.5 Есептеуінде тіреу саңылаулары есепке алынбайтын көлденең қималар үшін тең сөрелері бар жаймалау және дәнекерленген қос таврлы қималар үшін келесі жақындатылған формулаларды қолдануға ұсынылады:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5a) \text{ егер } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (6.29)$$

$$\text{егер } n \leq a: M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}; \quad (6.30)$$

$$\text{егер } n > a: M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (6.31)$$

онда  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ ;  $a = (A - 2bt_f)/A$ , егер  $a \leq 0.5$ .

6.2.10.1.6 Есептеуінде тіреу саңылаулары есепке алынбайтын көлденең қималар үшін тұрақты жуандығы бар табақты жаймалаудан тік төртбұрышты тұйықталған қималар үшін және тең сөрелері мен едендері бар дәнекерленген қорапты қималар үшін келесі жақындатылған формулаларды қолдануға ұсынылады:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0.5 \cdot a_w) \text{ — егер } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}; \quad (6.32)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0.5 \cdot a_f) \text{ — егер } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (6.33)$$

онда  $a_w = (A - 2bt)/A$  егер  $a_w \leq 0.5$ — тік төртбұрышты тұйықталған қималар үшін;

$a_w = (A - 2bt_f)/A$  егер  $a_w \leq 0.5$ — дәнекерленген қорапты қималар үшін;

$a_f = (A - 2ht)/A$  егер  $a_f \leq 0.5$  — тік төртбұрышты тұйықталған қималар үшін;

$a_f = (A - 2ht_w)/A$  егер  $a_f \leq 0.5$  — дәнекерленген қорапты қималар үшін.

6.2.10.1.7 Екі білікті айналмада келесі шартты қолдануға ұсынылады:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad (6.34)$$

онда  $\alpha$  және  $\beta$  — мәндері артығымен бірліктерге тең болып қабылданатын параметрлер, немесе:

– қос таврлы үшін:  $\alpha = 2; \beta = 5n$  — егер  $\beta \geq 1$ ;

– дөңгелек қуысты қималар үшін:  $\alpha = 2, \beta = 2$ ;

– тік төртбұрышты қуысты қималар үшін:

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2} \text{ егер } \alpha = \beta \leq 6,$$

онда  $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ .

**6.2.10.2 3 сыныпты кесілуі**

6.2.10.2.1 Көрсетілген ҚР ҚН EN 1993-2 Тармағы 6.2.9.2(1) ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармағында негізделген, онда көлденең күш жоқ болғанда 3 сыныптың қималарында ұзындық бойындағы максималды кернеулер келесі шартты қанағаттандыру керек екені айтылған

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.35)$$

онда  $\sigma_{x,Ed}$  – керекті жағдайда болттар үшін тіреу саңылауларды есепке алумен момент және білікті күш әсерінен жергілікті ұзындық бойындағы кернеулердің есептік мәні (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3, 6.2.4 және 6.2.5 Тармақтарын қараңыз).

6.2.10.2.2 6.2.10.2(2) ҚР ҚН EN 1993-2 Тармағы шекті кернеу әдісі қолданылса, орнықтылықтың жергілікті жоғалтуын қарастыру кезінде келесі шарттың орындалуын керек етеді:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.36)$$

онда  $\sigma_{limit}$  ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тармаққа сәйкес анықтау керек.

**6.2.10.3 4 сыныпты кесілуі**

6.2.10.3.1 6.2.10.3 ҚР ҚН EN 1993-2 Тармағы 6.2.9.3 (1) және (2) ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармақтарында негізделген, онда келесі талаптар анықталған (осы оқу құралының 6.2.10.3.2 – 6.2.10.3.4 Тармақтарын қараңыз).

6.2.10.3.2 Көлденең күш жоқ болғанда, тиімді көлденең қималардың есепке алуымен есептелген 4 сыныпты қиылыстарда ұзындық бойындағы максималды кернеулер  $\sigma_{x,Ed}$ , (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5.2(2) Тармағын қараңыз), келесі шартты қанағаттандыру керек:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.37)$$

онда  $\sigma_{x,Ed}$  – керекті жағдайда болттар үшін тіреу саңылауларды есепке алумен момент және білікті күш әсерінен жергілікті ұзындық бойындағы кернеулердің есептік мәндер (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3, 6.2.4 және 6.2.5 Тармақтарын қараңыз).

6.2.10.3.3 Келесі шарт орындалу керек:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{N,y}}{W_{eff,y,min}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}N_{Ed}e_{N,z}}{W_{eff,z,min}f_y/\gamma_{M0}} \leq 1 \quad (6.38)$$

онда  $A_{eff}$  – бір қалыпты қысудың әсерінде көлденең қиманың тиімді ауданы;

$W_{eff,min}$  – тиісті білікке қатысты тиімді көлденең қимасының минималды кедергі келтіру моменті (максималды серпімді кернеулері бар тал жіптерге сәйкес);

$e_N$  – көлденең қима тек қана қысуға душар болғанда және 6.2.2.5(4) ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармаққа сәйкес анықталса, бруттоның көлденең қимасының ауырлық центріне қатысты  $A_{eff}$  тиімді ауданының бейтарап біліктің жылжуы.

6.2.10.3.4 Егер 4 сыныпты көлденең қималары білікті сығушы күштің әсеріне душар болса,  $e_N$  жылжуы кезінде пайда болатын қосымша моменттің және бруттоның көлденең қимасының ауырлық центріне қатысты  $A_{eff}$ , тиімді ауданының бейтарап біліктің  $e_N$  мүмкін жылжуын анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-5 Тармақта келтірілген әдісті қолдану керек:

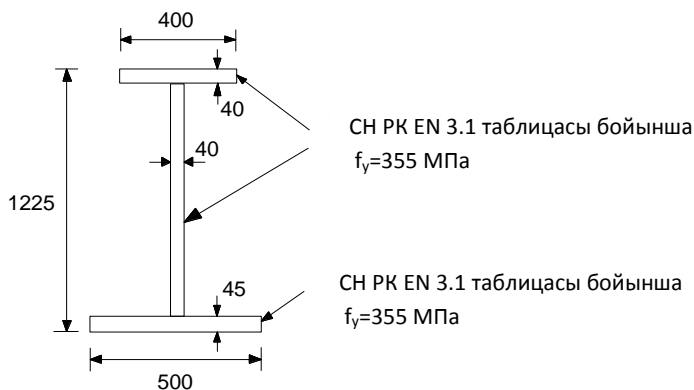
$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.39)$$

1 ЕСКЕРТПЕ Қосымша момент белгісі ішкі күштер және моменттердің байланысына тәуелді болады (ҚР ҚН EN 1993-1-5 6.2.9.3(2) Тармақты қараңыз).

2 ЕСКЕРТПЕ  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  и  $\Delta M_i = N_{Ed} e_{N,i}$  белгілері тиісті қалыпты кернеулердің тіркестеріне тәуелді болады.

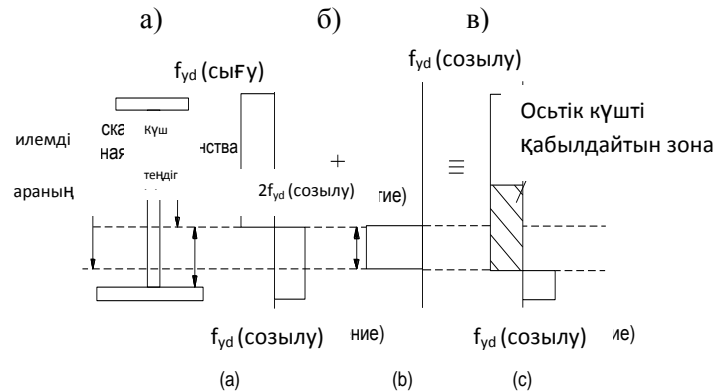
МЫСАЛ 12 Момент және білікті күштің біріккен әсері астында 2 класстың көлденең қимасымен қос таврлы бөрененің кішірейген кедергі келтіру моментінің есептеуі

6.18 Суретте көрсетілген қос таврлы бөрене, орнықтылықтың иілу - бұраушы жоғалтуынан бекітілген және, бастапқыда болжанғандай, иіліс пен білікті күш кезінде 2 сыныпты көлденең қиылыс болып табылады. Бөрене – бір аралықты көпірдің бөлігі және тек қана бір иілетін момент үшін пластикалық бейтарап білік деңгейінде тіркелген 10600 кН мөлшерлі тіректерден білікті қысымды қабылдайды. Білік күшімен бірлескен әсерде оған қиылыс қарсы тұра алатын максималды оң иілетін момент есептелген, және көлденең қиылыс 2 сынып болып қалатынына кепілдік беру үшін тексеріс жүзеге асырылады. Барлық пластиналар - сталь ГОСТ 27772-88 сәйкес С345 болат.



6.18 Сурет – 12 Мысал үшін қос таврлы қиылыс

Қысылған сөре біріншіден ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кестеге сәйкес классификацияланады. Сөреге қабырғаның дәнекерлеуін назарға салмай, сөре  $c = (400 - 40)/2 = 180$  мм мөлшерге алға шығып тұратынын аламыз. Бұдан басқа,  $\frac{c}{t} = \frac{180}{40} = 4.5$  және  $9\varepsilon = 7.3 \geq 4.5$ , сонымен, сөре – 1 сынап.



а) иіліс үшін кернеулер блогы; б) біліктің күші салдарынан кернеулер; в) ақырғы кернеулер блогы;

### 6.19 Сурет - 17 Мысал үшін кернеулер блогы

Бөрене қимасының пластикалық қасиеттерін табамыз.

Қабырғаның негізінен күштер теңдігінің білігі 504,6 мм құрайды. Бұл – тек қана иіліс үшін пластикалық бейтарап біліктің орналасуы.

$M_{pl,Rd}$  қиылыс кедергісінің пластикалық моменті 2 370 кНм тең болады.

6.17 Сурет біріккен иіліс пен білікті күш кезінде кернеулердің үлестірілуін көрсетеді.

Біріншіден а биіктігі есептелінеді.

Пластикалық бейтарап білік қабырғада өтетінін қабылдаймыз; күштер теңдігін пайдалана отырып, есептейміз:

$$10600 \times 10^3 = a \times 40 \times 2 \times 355 / 1.0, \text{ сәйкесінше, } a = 373.2 \text{ мм} < 504,6 \text{ мм.}$$

Жорамал дұрыс болып шықты - пластикалық бейтарап білік қабырғада өтеді.

Сондықтан, білікті күшті қабылдайтын қиылыстың күштер теңдігінің білігіне қатысты кедергінің пластикалық моменті ( $M_{2fyd}$ )  $373,2 \times 40 \times 2 \times 355 \times 373,2 / 2 \times 10^{-6} = 1977 \text{ кНм}$  тең болады.

Осыдан, білікті күштің бар болуымен қиылыстың кедергісінің нәтижелі пластикалық моменті  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} - M_{2fyd} = 12\,370 - 1977 = 10\,393 \text{ кНм}$  құрайды.

Қима 10600 кН мөлшерлі білікті күштің бар болуымен 10393 кНм максималды иілетін оң моментіне қарсы тұра алады (тек қана бір иілетін моменттің әсері кезінде пластикалық бейтарап білік деңгейінде келтірілген). Егер аққыштық шегінің қабырғада және сөреде айырмашылығы болса, және бейтарап білік сөреде орналасса, осы әдіс түрлендіруде қажетсінер еді. Аққыштық шегінің ең аз мәнін барлық жерде қолдануға ең оңай еді.

Білікті күш болған жағдайда көлденең қима әлі де 2 сыныпты екенін тексереміз. 5.2 Кесте ҚР ҚН EN 1993-1-1 - Қабырға - «Иіліске және қысуға душар болатын бөлік».

$\alpha > 0.5$  (қарау әдісі)

мөлшер 1140 мм тең бөрене қабырғасының биіктігіне тең

$1140 - 504.6 + 373.2 = 1008.6 \text{ мм}$  тең қысым кезінде  $\alpha$ с бөрене қабырғасының биіктігіне тең

$$\text{Сондықтан, } \alpha = \frac{1008.6}{1140} = 0.885$$

Қималардың 2 сыныбты қабырғасы үшін  $c/t \leq 456\varepsilon / (13\alpha - 1)$  болу керек, онда:

$t$  40 мм тең қабырға жуандығына тең

$\varepsilon$  0.81 тең болады (ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кесте )

$$\frac{c}{t} = \frac{1140}{40} = 28.5 \text{ и } \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \times 0.81}{13 \times 0.885 - 1} = 35.2 > 28.5$$

Сондықтан қабырға – әлі де 2 сыныпты, қысым күштің бар болуына қарамастан.



### 6.2.11 Иіліс, жылжу және білікті күш

6.2.11.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.11 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.10 (1), (2) және (3) Тармақтарына негізделген, онда келесі талаптар көрсетілетін (осы оқу құралының 6.2.11.2 – 6.2.11.7 Тармақтарын қараңыз).

6.2.11.2 Көлденең және білікті күштердің әсері кезінде оладың иіліске көтеру қабілетіне бірлескен ықпалын есепке алу керек.

6.2.11.3 Егер жылжуды күшті есептік мәні  $V_{Ed}$  пластикалық кезеңдегі жылжуға көтеру қабілетінің есептік мәнінен  $V_{pl,Rd}$  50 % аспаса, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.9 Тармақтың нұсқаулары бойынша анықталған көтеру қабілетінің мәні, иіліс моменттің және білікті күштің біріккен әсері кезінде, төмендету керек емес, жылжу кезінде жергілікті орнықтылықтың жоғалтуы қиылыстың көтеру қабілетін төмендеткен жағдайларын есепке алмаса (ҚР ҚН EN 1993-1-5 қараңыз).

6.2.11.4 Егер  $V_{Ed} > V_{pl,Rd}$  – ден 50 % асса, моменттің және білікті күштің біріккен әсерлері кезінде көлденең қиылыстың көтеру қабілетінің есептік мәні аққыштық шегінің азайтылған мәні бойынша анықтау керек

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.40)$$

онда  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$  және  $V_{pl,Rd}$  ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.6(2) Тармақтың (6.18)

Формуласы арқылы есептеледі.

ЕСКЕРТПЕ Аққыштық шегінің кішірейтуінің орынына көлденең қиманың сәйкес бөлігінде табактың жуандығын кішірейтуге болады.

### 6.3 Бойлық иіліске элементтердің кедергісі

#### 6.3.1 Біркелкі элементтердің қысылуы

##### 6.3.1.1 Бойлық иіліске кедергі

6.3.1.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1.1 Тармағы бойлық иіліске кедергіге қатынаста ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1.1(1)-(3) Тармақта негізделген (осы оқу құралының 6.3.1.1.2 – 6.3.1.1.5 Тармақтарын қараңыз).

6.3.1.1.2 8.2 Тармақта қарастырылған көлденең қиылысты тексеруге қосымша ретінде қысылған элементтерді орнықтылыққа тексеру керек. 6.3.1.1(1) Тармақтың негізгі талабы келесі:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.41)$$

онда  $N_{Ed}$  – қысылу күшінің есептік мәні және  $N_{b,Rd}$  – қысылған элементтің орнықтылығы бойынша көтеру қабілеті.

6.3.1.1.3 Кедергінің есептік мәндері  $N_{b,Rd}$  теі етіп қабылдау керек:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad 1, 2 \text{ және } 3 \text{ сыныпты көлденең қиылыстар үшін} \quad (6.42)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad 4 \text{ сыныпты көлденең қиылыс үшін} \quad (6.43)$$

онда  $\chi$  - орнықтылықтың жоғалтуының тиісті формасы үшін төмендететін коэффициент;  $A_{eff}$  - қиманың тиімді ауданы, орнықтылықтың жергілікті жоғалтуын есепке алумен, сонымен қатар  $A$  және  $A_{eff}$  мәндерін анықтау кезінде колонналар соңындағы тіреу саңылауларды есепке алу керек емес.

6.3.1.1.4 Көлденең қиманың аудандары орнықтылықтың жоғалтуының иілісті кернеулері аз болған топсалы элементтер соңындағы байланысулардағы саңылауларын есепке алмау тиіс. 6.3.1.1(4) Тармағы осындай ұқсас талапты құрастырады, бірақ оны топсалы аяқтармен шек қоймайды. Егер соңғы байланысулар моментке кедергіге және элементтің ұзындығымен салыстырғанда, тиімді ұзындығын қамтамасыз етуіне етіп жобаланса, саңылауларға кейбір кіру рұқсатын жасау керек.

6.3.1.1.5 6.3.1.1(2) Тармағы 4 сыныпты асимметриялық көлденең қималар үшін брутто көлденең қимасының ауырлық центрі және тиімді көлденең қиманың аралығында эксцентриситет салдарынан пайда болу мүмкін екенін көрсетеді – осы оқу құралының 6.2.10.3 Тармағын қараңыз. ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.3 Тармағы немесе 6.3.4 Тармағы бойынша біріккен иіліс пен білікті күш кезінде орнықтылықты тексеру керек.

### 6.3.1.2 Бойлық иіліс кезіндегі орнықтылықтың қисық жоғалтулары

6.3.1.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1.2 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1.2 (1), (2), (3) және (4) Тармақтарында негізделген (осы оқу құралының 6.3.1.2.2 – 6.3.1.2.5 Тармақтарын қараңыз).

6.3.1.2.2 Элементтердің орталық қысуы кезінде  $\bar{\lambda}$  шартты иілгіштікке байланысты  $\chi$  мәні келесі формула бойынша орнықтылықтың тиісті қисық жоғалтуы бойынша анықтау керек

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ бірақ } \chi \leq 1 \quad (6.44)$$

Онда  $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ ;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} - 1$ , 2 және 3 сыныпты көлденең қиылыстар үшін;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} - 4$  сыныпты көлденең қиылыстар үшін.

Мұнда  $\alpha$  – бастапқы жетіпегендіктерді есепке алатын коэффициент;

$N_{cr}$  – бруттоның көлденең қиманың мінездемелеріне байланысты болатын серпімді кезеңде орнықтылықтың жоғалтуына сәйкес форма үшін кризистік күш.

6.3.1.2.3  $\alpha$  коэффициенті, орнықтылықтың нақты қисық жоғалтуларына сәйкес, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.1 және 6.2 Кестелер бойынша қабылданады.

6.3.1.2.4  $\lambda$  сәйкес шартты иілгіштік үшін төмендететін  $\chi$  коэффициентінің санды мәндері ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суреттегі график бойынша анықтауға ұсынылады.

6.3.1.2.5  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  иілгіштік кезінде немесе  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$  орнықтылықтың жоғалтуы кезінде көлденең қиманы тек қана беріктікке елемеуге және тексеруге рұқсат етіледі.

### 6.3.1.3 Бойлық иіліс кезіндегі иілгіштік

6.3.1.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1.3 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1.3 (1) және (2) Тармақтарына негізделген (осы оқу құралының 8.3.1.3.2 – 8.3.1.3.3 Тармақтарын қараңыз).

6.3.1.3.2  $\bar{\lambda}$  шартты иілгіштік келесіге тең:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1}, \quad 1, 2 \text{ және } 3 \text{ сыныпты көлденең қиылыстар үшін}; \quad (6.45)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \quad 4 \text{ сыныпты көлденең қиылыстар үшін}, \quad (6.46)$$

онда  $L_{cr}$  – қарастырылатын орнықтылықтың жоғалту жазықтығында есептік ұзындық;

$i$  – тиісті білікке қатысты брутто көлденең қимасының инерциясының радиусы;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon, \text{ онда } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad \left( \frac{N}{\text{мм}^2} - \text{та } f_y \right).$$

6.3.1.3.3 Бойлық иілісте орнықтылықтың тиісті қисық жоғалтуын ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2 Кесте бойынша анықтау керек.

### 6.3.1.4 Бұрау және иіліспен бұрау кезіндегі иілгіштік

6.3.1.4.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1.4 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1.4 (1), (2) және (3) Тармақтарының талаптарына негізделген (осы оқу құралының 6.3.1.4.2 – 6.3.2.4.4 Тармақтарын қараңыз).

6.3.1.4.2 Ашық түрді қимасы бар элементтер үшін орнықтылықты жоғалтуының бұраушы немесе иілу-бұраушы формасы бойынша элементтің көтеру қабілеті орнықтылықты жоғалтуының жазық формасының көтеру қабілетінен аз болу мүмкіндігін есепке алу керек.

6.3.1.4.3 Орнықтылықты жоғалтуының бұраушы немесе иілу-бұраушы формасында  $\bar{\lambda}_t$  шартты иілгіштікті тең етіп қабылдау керек:

$$\bar{\lambda}_t = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} - 1, \quad 2 \text{ және } 3 \text{ сыныпты көлденең қиылыстар үшін}; \quad (6.45)$$

$$\bar{\lambda}_t = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} - 4 \text{ сыныпты көлденең қиылыстар үшін}, \quad (6.46)$$

онда  $N_{cr} = N_{cr,TF}$ , бірақ  $N_{cr} < N_{cr,T}$ ;

мұнда  $N_{cr,TF}$  – иілу-бұраушы формасы бойынша серпімді кезеңде орнықтылықтың жоғалтуының кризистік күші;

$N_{cr,T}$  – бұраушы формасы бойынша серпімді кезеңде орнықтылықтың жоғалтуының кризистік күші.

6.3.1.4.4 Орнықтылықтың жоғалтуының бұраушы немесе иілу-бұраушы формасында орнықтылықтың жоғалтуының тиісті қисығын ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2 Кестесі арқылы анықтауға болады,  $z$  біліктігіне сәйкес келетін.

### 6.3.1.5 Кернеулердің шектері бойынша 3 сыныпты қималар қасиеттерінің қолдануы

ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1.5 (1) Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Бөлімге сәйкес (6.2.2.5 Тармағын қараңыз) кернеулер шектері бойынша ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.47), (6.49), (6.50) және (6.55) Формулалармен бейнеленген 3 сыныпты қималардың қасиеттерін пайдалану, ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.48), (6.49), (6.51) және (6.53) Формулалармен бейнеленген 4 сыныпты қималардың қасиеттеріне балама ретінде кеңес береді.

### 6.3.2 Біркелкі элементтер – иіліс

#### 6.3.2.1 Көлденең иіліске кедергі

6.3.2.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.1 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.1 (1), (2), (3) және (4) Тармақтарына негізделген (осы оқу құралының 6.3.2.1.2 – 6.3.2.1.5 Тармақтарын қараңыз).

6.3.2.1.2 Негізгі білікке қатысты иілетін және июші моменттің әсерінің жазықтығынан күшейтілмеген элемент келесі формула бойынша иілістің жазық формасының орнықтылығына тексеру керек:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.49)$$

онда  $M_{Ed}$  – иілгіш моменттің есепті мәні;

$M_{b,Rd}$  – иілістің жазық формасының орнықтылығы бойынша иілетін элементтің көтеру қабілетінің есептік мәні.

6.3.2.1.3 Қысылған сөренің жеткілікті босатуы бар бөренелер бұрауы бар иілістің жазық формасының орнықтылығын жоғалтпайды. Бұдан басқа, көлденең қиманың нақтылы түрді бөренелер, мысалы, тұрақты жуандықты табақты иімделуден квадрат немесе дөңгелек тұйықталған қималар, дәнекерленген дөңгелек құбырлар немесе тік төртбұрышты қорапты қималар сияқты, иілістің жазық формасының орнықтылығының жоғалтуына ұшырамайды.

6.3.2.1.4 Иілгіш моменттің әсерінің жазықтығынан күшейтілмеген бөренелер үшін иілістің жазық формасы орнықтылығы бойынша көтеру қабілетінің есептік мәні тең етіп қабылдау керек

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.50)$$

онда  $W_y$  – келесі жолмен алынатын сәйкес кедергі моменті:

а)  $W_y = W_{pl,y}$  – 1 және 2 сыныпты көлденең қиылыстар үшін;

б)  $W_y = W_{el,y}$  – 3 сыныпты көлденең қиылыстар үшін;

в)  $W_y = W_{eff,y}$  – 4 сыныпты көлденең қиылыстар үшін;

$\chi_{LT}$  – бұраумен иілістің жазық формасы орнықтылығының жоғалтуы кезінде төмендететін коэффициент.

1 ЕСКЕРТПЕ Айнымалы қима бөренелерінің орнықтылығы бойынша элементтің көтеру қабілетін анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.4(3) Тармағына сәйкес екінші реттің теориясы бойынша есептеуді орындауға болады. Сонымен бірге жазықтықтан орнықтылықты жоғалту кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.4 Тармағын қараңыз.

2 ЕСКЕРТПЕ Ғимараттардың құрылыс құралымдары элементтерінің орнықтылығының тексеруін ВВ Қосымшасынан қараңыз.

6.3.2.1.5  $W_y$  анықтау кезінде бөрене соңындағы саңылауларды есепке алу қажет емес.

### 6.3.2.2 Көлденең бұрау кезіндегі орнықтылықтың қисық жоғалтулары – жалпы жағдай

6.3.2.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.2 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.2 (1), (2) және (3) Тармақтарына негізделген (осы оқу құралының 6.3.2.2.2 – 6.3.2.2.6 Тармақтарын қараңыз).

6.3.2.2.2 Егер басқа ескерілмесе (осы оқу құралының 6.3.2.3 Тармағын қараңыз) тұрақты көлденең қиманың иілгіш элементтері үшін  $\chi_{LT}$  мәні  $\bar{\lambda}_{LT}$  тиісті шартты иіліс кезінде келесі формула арқылы анықтау керек:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ бірақ } \chi_{LT} \leq 1 \quad (6.51)$$

онда  $\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ ;

мұнда  $\alpha_{LT}$  – бастапқы жетіспеушілікті есепке алатын коэффициент;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}},$$

$M_{cr}$  - серпімді кезеңде иілістің жазық формасының орнықтылығын жоғалтуының екіталай кезеңі.

6.3.2.2.3  $M_{cr}$  анықтау кезінде брутто көлденең қиманың геометриялық ерекшеліктері қабылданады және иілістің жазықтығынан жүктеудің шарттары, моменттің нақты үлестіруі және босатуы есепке алынады.

6.3.2.2.4 орнықтылықтың жоғалтуын қисығын таңдауы бойынша ұсыныстар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Кестеде келтірілген.

6.3.2.2.5  $\chi_{LT}$  төмендететін коэффициенттің мәндері  $\bar{\lambda}_{LT}$  тиісті шартты иілгіштігі кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суреттегі графика бойынша анықтауға ұсынылады.

6.3.2.2.6 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.2 Тармақтың талаптарына сәйкес көлденең бұрауда орнықтылықтың жоғалтуын есепке алмауға ұсынылады, егер қысылған элементінің иілгіштігінің параметрі  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$  болса, немесе келесі шарт орындалатын болса:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{crit}} \leq 0.04$$

### 6.3.2.3 Жаймалау немесе баламалы дәнекерленген профилдер үшін бұраумен бойлық иілуде орнықтылықтың қисық жоғалтулары

6.3.2.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.3 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.3 (1) және (2) Тармағында негізделген (осы оқу құралының 6.3.2.3.2 – 6.3.2.3.4 Тармақтарын қараңыз).

6.3.2.3.2 Иілетін илемделген немесе баламалы дәнекерленген қималар үшін  $\chi_{LT}$  мәндері тиісті шартты иілгіштік үшін келесі формула бойынша анықтауға рұқсат етіледі:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ бірақ } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.53)$$

$$\text{онда } \phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

ЕСКЕРТПЕ  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  және  $\beta$  параметрлері және бөрененің биіктігі мен  $h/b$  қатынасына қатысты кез келген қисынды шектеулер ұлттық қосымшада келтірілуге тиіс. Илемделген немесе баламалы дәнекерленген қималар үшін келесі мәндер ұсынылады:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.4 \text{ (максималды мән);}$$

$$\beta = 0.75 \text{ (максималды мән).}$$

6.3.2.3.3 Орнықтылықтың жоғалтуының қисықтарын таңдау бойынша ұсыныстар ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.5 Кестеде келтірілген..

6.3.2.3.4 Иілгіш моменттің өзгерістерін есепке алу үшін бөренеде  $\chi_{LT}$  коэффициентін төмендететін бүйірдегі босату элементтері арасында төмендегіше түзетуге ұсынылады:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \text{ бірақ } \chi_{LT,mod} \leq 1 \quad (6.54)$$

ЕСКЕРТПЕ  $f$  мәндері ұлттық қосымшада келтіріле алады. Келесі ең төменгі мәндер ұсынылады:

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) \left[ 1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right], \text{ но } f \leq 1.0$$

онда  $k_c$ - ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.6 Кесте бойынша қабылданатын түзеткіш коэффициент.

### 6.3.3 Біркелкі элементтер – иілістер және білікті қысылу

6.3.3.1 Осы тармақ момент және білікті күштің бірлескен әсерінде элементтердің орнықтылығын тексеру үшін ережелерді анықтайды. ҚР ҚН EN 1993-1-1 келтірілген ережелер тек қана біркелкі, екі бағыттағы симметриялық қиылыстарда иілісті және қысуды тексеруде қолдану үшін арналған (ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.3 (1) Тармағын қараңыз, сайып келгенде, осы ережелер көпірлерді жобалауда жеткіліксіз. ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.4 Тармағынан жалпы ережелер екі бағыт бойынша симметриялық емес қиылыстар үшін қолдануға ұсынылады. Барлық глобалді және жергілікті кемшіліктерді және болуы мүмкін орнықтылықты жоғалту формаларын есепке алатын екінші реттің есептеуі қолданылса, орнықтылықтың өзара әрекеттесуін тексеруден құтылу мүмкіндігі бар. Әрі қарай ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.3 Тармағын және 6.3.4 Тармағын қараңыз .

6.3.3.2 (6.61) Формуласының ықшамдалуы ретінде, 6.3.3 Тармағы, ықшамдалған шартты қолдануға рұқсат етілгені Ескертпеде айтылады – (6.9) ҚР ҚН EN 1993-2 (6.9) Формуласы:

6.3.3.3 Қысылған-иілгіш (центрден тыс қысылған) элементтер үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.61) Формуласына ықшамдалған баламасы ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.3 (1) Тармақта келтірілген:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{mi,0} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0.9 \quad (6.55)$$

онда  $C_{mi,0}$  баламалы айналдыру мезетінің коэффициенті ҚР ҚН EN 1993-1-1 А.2 Кестеден  $C_{mi,0}$  сияқты алынады.

ПРИМЕР 13 Көпірдің арқалығындағы екітаврлы қималардан тұратын момент және осьті күш әрекеті

ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.61) және (6.62) мәндерін қолдану үшін талап етілетін өзара әрекеттесулер параметрлері ҚР ҚН EN 1993-1-1 А және В Қосымшаларға сәйкес анықталған. Көлденең қималар серпімді сияқты жобалану керек. Көпір 30 м аралықпен жай бірлескен ғана тірелген  $914 \times 305$  (201) әмбебап бөренелерді қосады.

Әрбір бөрене аралық ортасында 1500 кНм моментті (бөрененің соңына қарай парабола бойынша нөлге өзгертін) және 2000 кН білікті күшті қабылдайды. Бөренелер әрбір 3 м көлденең байланыс арқылы көлденең бір-бірімен қатты байланысқан. Байланыс 3 м аралықты ұзындығын қамтамасыз ететін жоғарғы сөреге қамтамасыз етілген.

Конструкция материалы, ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.1 Кестесі бойынша аққыштық шекті S355 болат.

Арқалықтар екітаврлардан жасалынған, қима келесі геометрикалық сипаттамалардан тұрады (сипаттамалар сортаменттен алынған):

$$A = 2,56 \times 10^4 \text{ мм}^2, I_y = 3,26 \times 10^9 \text{ мм}^4, W_{el,y} = 7,21 \times 10^6 \text{ мм}^3, \\ I_z = 9,43 \times 10^7 \text{ мм}^4, I_T = 2,93 \times 10^6 \text{ мм}^4, I_w = 18,4 \times 10^{12} \text{ мм}^6.$$

Сығуға салмақ түсетін қабілеттілігінің нормативті мағынасы:

$$N_{Rk} = 2.56 \times 10^4 \times 355 = 9088 \text{ кН}$$

Иілуге салмақ түсетін қабілеттілігінің нормативті мағынасы :

$$M_{y,Rk} = 7.21 \times 10^6 \times 355 = 2559 \text{ кНм}$$

Тұрақтылық шығынның бұралу формаы үшін екіталай күш серпінді кезеңде  $N_{cr,T}$  тең

$$N_{cr,T} = \left( G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_x^2} \right) \cdot \frac{1}{i_g^2} = \left( 81 \times 10^3 \times 2,93 \times 10^6 + \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 18,4 \times 10^6}{L_x^2} \right) \times \frac{1}{362^2} =$$

34 146 кН ,

$$\text{мұндағы } i_g = \sqrt{\frac{I_y + I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3,26 \times 10^9 + 9,43 \times 10^7}{2,56 \times 10^4}} = 362 \text{ мм ,}$$

жазықтық формадағы тұрақтылық шығынның екіталай күші біркелкі z – z осіне серпінді кезеңде  $N_{cr,z}$  тең:

$$N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / L_z^2 = \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 9.43 \times 10^7 / 3000^2 = 21716 \text{ кН}$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.50) мәнінен:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2.56 \times 10^4 \times 345}{21716 \times 10^3}} = 0.65$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суретінің b қисығынан перпендикуляр негізгісінен білігі бойынша иілу орнықтылығы үшін төмендететін коэффициент  $\chi_z = 0.81$ .

$$N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / L_y^2 = \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 3.26 \times 10^9 / 30000^2 = 7507 \text{ кН}$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.50) мәнінен:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2.56 \times 10^4 \times 345}{7507 \times 10^3}} = 1.10$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суретінің қисығынан негізгі білігі бойымен иілу орнықтылығы үшін төмендететін коэффициент  $\chi_y = 0.59$ .

ҚР ҚН EN 1993-1-1 А.1 Кестесінен:

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{2000}{7507}}{1 - 0.59 \times \frac{2000}{7507}} = 0.87$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{1500 \times 10^6}{2000 \times 10^3} \frac{2.56 \times 10^4}{7.21 \times 10^6} = 2.66$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} = 1.00$$

Оңайлық үшін осы жерде момент аралық бойынша бар жерде бір қалыпты. Іс жүзінде моменттер диаграммасы аралық бойынша параболалық және көлденең бекітулер арасында бір қалыптыға жақын болып табылады. Бір қалыпты момент туралы жорамал жоғарыда 8.3.3.1 Тармақта қарастырылғандай  $k_{yy}$  және  $k_{zy}$  есептеуде  $C_{my}$  мәнді қолдануға мүмкіндік береді. ҚР ҚН EN 1993-1-1 А.2 Кестесінен:

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 0.79 + 0.21 + 0.36(1 - 0.33) \frac{2000}{7507} = 1.06$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}} = 1.06 + (1 - 1.06) \frac{\sqrt{2.66} \times 1.0}{1 + \sqrt{2.66} \times 1.0} = 1.02$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} = 1.02^2 \times \frac{1.00}{\sqrt{\left(1 - \frac{2000}{21716}\right) \left(1 - \frac{2000}{34146}\right)}} = 1.125$$

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 1.02 \times 1.13 \times \frac{0.87}{1 - \frac{2000}{7507}} = 1.37$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{2000}{21716}}{1 - 0.81 \times \frac{2000}{21716}} = 0.98$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 1.02 \times 1.13 \times \frac{0.98}{1 - \frac{2000}{7507}} = 1.54$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 В Қосымшасынан өзара әрекеттесуі параметрлері.

Аралық бойынша бір қалыпты момент бар жерде қайта қарастырылады. В.3 Кестесінен,  $C_{my} = 1.0$  (0.95 параболалық үлестірілу үшін).



$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + 0.6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 1.0 \left( 1 + 0.6 \times 1.1 \times \frac{2000}{0.59 \times 9088 / 1.1} \right) = 1.27$$

бірақ келесіден артық емес:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 1.0 \left( 1 + 0.6 \times \frac{2000}{0.59 \times 9088 / 1.1} \right) = 1.25$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0.05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} = 1 - \frac{0.05 \times 0.65}{(1.0 - 0.25)} \times \frac{2000}{0.81 \times 9088 / 1.1} = 0.99$$

бірақ келесіден кем емес

$$k_{zy} = 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} = 1 - \frac{0.05}{(1.0 - 0.25)} \times \frac{2000}{0.81 \times 9088 / 1.1} = 0.98$$

Осы жағдайда В Қосымшасынан әрекеттесу параметрлері екеуі де А Қосымшасына қарағанда азырақ.

### 6.3.4 Бұраумен бойлық иілуде және конструкциялық элементтердің бүйірлеу бақырайтуында орнықтылықтың жоғалтуын анықтаудың жалпы әдісі

#### 6.3.4.1 Жалпы әдіс

6.3.4.1. ҚР ҚН EN 1993-2 1 6.3.4.1 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.4 (1), (2), (3) және (4) Тармағында негізделген (осы оқу құралының 6.3.4.1.2 – 6.3.4.1.5 Тармақтарын қараңыз).

6.3.4.1.2 Осы әдіс ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1, 6.3.2 және 6.3.3 Тармақтарда келтірілген әдістер қолданылмаса, осы әдісті қолдануға ұсынылады. Ол бойлық иілудің орнықтылығын және мынадай құрылыс құралымдары иілістің жазық формасының орнықтылығын тексеруге мүмкіндік береді:

а) құрама немесе тұтас, тұрақты немесе айнымалы қиманың жеке элементтері, тіреудің күрделі немесе бос шарттарымен;

б) орталық қысуға және/немесе жазық иіліске душар болатын элементтерден тұратын жазық рамалар немесе рамалардың бір бөлігі.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымша шектерді және осы әдістің қолдану саласын белгіле алады.

6.3.4.1.3 Осы оқу құралының 6.3.4.1.2 баптарына сәйкес келетін кез келген құрастырымдық элементтердің жазықтықтан ортақ орнықтылығын теңсіздік бойынша тексеруге ұсынылады:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (6.56)$$

онда  $\alpha_{ult,k}$  - құрастырымдық элементтің кризистік көлденең қимасының орнықтылығы бойынша көтеру қабілетінің нормативтік мәнге жету үшін есепті жүктемелердің артуының коэффициенті, оның жұмыс істеуін бойлық иілуді орнықтылықтың жоғалтуын немесе иілістің жазық формасын есепке алмай, қарастыра отырып, бірақ керек болса жазықтықтағы мерзімді геометриялық деформациясымен,

сонымен қатар жалпы және жергілікті бастапқы жетіспеушіліктермен айтулы әсерерді есепке алумен;

$\chi_{op}$  - шартты иілгіштік үшін төмендететін коэффициент  $\bar{\lambda}_{op}$  (6.3.4.1.4 Тармағын қараңыз) айналманың жазық формасының немесе бойлық иілуде орнықтылығының жоғалтуын есепке алу үшін.

6.3.4.1.4 Құралым элементтерінің ортақ шартты иілгіштікті  $\bar{\lambda}_{op}$  формула бойынша анықтау керек:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}, \quad (6.57)$$

онда  $\alpha_{ult,k}$  - осы оқу құралының 6.3.4.1.3 анықталған;

$\alpha_{cr,op}$  - бойлық иілудің орнықтылығы немесе айналманың жазық формасы бойынша жүк көтергіш қабілеттің серпімді кризистік мәнді құрастырымдық элементімен жетуі үшін жазықтығындағы есепті жүктемелерінің артуының ең төменгі коэффициенті, бірақ орнықтылықтың жоғалтуын центрден тыс қысуда есепке алусыз (айналмамен қысу).

ЕСКЕРТПЕ  $\alpha_{cr,op}$  және  $\alpha_{ult,k}$  анықтау кезінде шекті элементтер әдісі бойынша есептеуді пайдалануға ұсынылады.

6.3.4.1.5 Төмендететін коэффициент  $\chi_{op}$  қайсы болса да келесі әдістер арқылы анықтауға ұсынылады:

а) мәндер арасынан ең төмен:

- $\chi$  ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.1 Тарауына сәйкес көлденең иіліс кезінде;

- $\chi_{LT}$  ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2 Тарауына сәйкес айналманың жазық формасында, оның әр бірі жанында ортақ шартты иілгіштікке сәйкес келеді  $\bar{\lambda}_{op}$

ЕСКЕРТПЕ Егер көлденең қиылысқа сәйкес  $\alpha_{ult,k}$  коэффициенті формуласы бойынша анықталса,  $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ , онда  $\chi_{op}$  үшін шарт келесі болып қалады:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.58)$$

б) мәндердің арасындағы интерполяция алған  $\chi$  және  $\chi_{LT}$ , нұсқауларға арналған есептелген а) кризистік көлденең қиылысқа сәйкес келетін  $\alpha_{ult,k}$  коэффициент үшін формуланың пайдалануымен.

ЕСКЕРТПЕ Егер  $\alpha_{ult,k}$  көлденең қиылысқа сәйкес келетін коэффициент  $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$  формула арқылы анықталса, онда  $\chi$ ,  $\chi_{LT}$  үшін шарт келесі түрді болады:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.59)$$

## 6.3.4.2 Ықшамдалған әдіс

6.3.4.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.4.2 Тармағы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.4 (1) Тармағына негізделген (осы оқу құралының 6.3.2.2 – 6.3.2.4 Тармақтарын қараңыз).

6.3.4.2.2 Қысылған сөрелерінің дискретті бүйірлеу босатуы бар элементтерінің айналманың жазық формасының орнықтылығына қамтамасыз етілген, егер босатулар арасында  $L_c$  ұзындығы бар болса, немесе баламалы қысылған сөренің қорытынды иілгіштік  $\bar{\lambda}_f$  шартты қанағаттандырса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \quad (6.60)$$

онда  $M_{y,Ed}$  - у- у өстері туралы босату нүктелердің арасындағы июші моменттің максимал есептік мәні;

$k_c$  - 6.6 ҚР ҚН EN 1993-1-1 Кесте бойынша түзету коэффициенті;

$i_{f,z}$  - баламалы қысылған полгінің инерциясының радиусы қиманың болмашы өсі туралы полктер плюс қабырғаның көлденең қимасының 1/3 қысылған ауданның бір бөлік қысылған тұратын;

$\bar{\lambda}_{c,0}$  - баламалы қысылған полгінің шартты иілгіштігінің шекті жоғары нақтылы мәні;

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}},$$

мұнда  $W_y$  - қысылған сөреге сәйкес қиылыстың кедергі моменті;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, (f_y \text{ в Н/мм}^2).$$

1 ЕСКЕРТПЕ 4  $i_{f,z}$  сыныпты көлденең қиылыстар үшін теі етіп қабылдау керек

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + \frac{1}{3} A_{eff,w,c}}},$$

онда  $I_{eff,f}$  - қиманың болмашы өсі туралы қысылған полгінің тиімді қимасының инерция моменті;

$A_{eff,f}$  - қысылған полгінің тиімді қимасының ауданы;

$A_{eff,w,c}$  - қысылған қабырғаның бір бөлігінің тиімді қимасының ауданы.

2 ЕСКЕРТПЕ Шартты иілгіштіктің шекті мән  $\bar{\lambda}_{c,0}$  ұлттық қосымшада келтіріле алады. Кеңес берілетін шекті мән  $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0.1$ , ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.3.2.3 Тармағын қараңыз.

6.3.4.2.3 Егер қысылған полгінің шартты иілгіштік болса  $\bar{\lambda}_f$ , осы оқу құралының 6.3.4.2.2 Тармағындағыдай, айналманың жазық формасының орнықтылығының жоғалтуын есепті екіталай кезең шекті тең қабылдауға ұсынылады

$$M_{b,Rd} = k_{\chi} M_{c,Rd} \text{ но } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.61)$$

онда  $\chi$  -  $\bar{\lambda}_f$  баламалы қысылған арқылы анықталатын полгі үшін төмендететін коэффициенті;

$k_{fl}$ - қысылған әдісі бойынша ықшамдалған есептеуі баламалы есепке алатын түзету коэффициенті.

ЕСКЕРТПЕ Түзету коэффициенті ұлттық қосымшада келтіріле алады. Кеңес берілетін мән  $k_{fl} = 1.10$ .

6.3.4.2.4 Осы оқу құралының 6.3.4.2.2 Тармағы үшін орнықтылықтың жоғалтуының қисықтары төмендегіше қабылдау керек:

- қисық d -  $\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$  шартты қанағаттандыратын жеткілікті дәнекерленген қималар үшін;

- қисық c - барлық өңге қималар үшін,  
онда h - көлденең қиманың толық биіктігі;  $t_f$  - қысылған сөре жуандығы.

ЕСКЕРТПЕ Бүйірлеу босатулары бар құрылыс құралымдарының элементтерінің айналманың жазық формасының орнықтылығының жоғалтуының жанында ҚР ҚН EN 1993-1-1 BB.3 (BB Қосымшасы) Тарауын қараңыз.

6.3.4.2.5 Ферманың қысылған белдіктері және бүйірлеу бақырайту душар болған полктер элементтердің пішіндеуімен тексеруге ұсынылады бұл серіппелердің түр үлгі жасалған шеттетілген серпімді байланыс қолдалатын сығушы күштердің әсеріне  $N_{ED}$ душар болған бағаналар.

1 ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-2 D.2.4 Қосымшада раманың формасында байланыстың қаттылығының анықтауы бойынша келтірілген.

2 ЕСКЕРТПЕ Фермалардың белдігі және полктер егер 2-ші Ескерту Умен рамалармен сүйейді - бейнелі ендікпен, бұл рамалардың элементтері бейнелі ендіктің шектеу және рамалар мен Улардың әсерлесу пайда болатын күштерінің әсері және сөрелер немесе белдіктерге душар болады.

6.3.4.2.6 Орнықтылықтың кризистік серпімді жоғалтуының жанында орнықтылықтың жоғалтулары және күшке 6 форманы  $N_{cr}$  орнықтылықтың кризистік серпімді жоғалтуын талдауда анықтауға ұсынылады. Егер бекіту ретінде қолданылса, негізінде, орнықтылықтың кризистік серпімді жоғалтуының жанында біркелкі серпімді байланыстар, күштің мәні байланыстардың қоныстарындағы көрсеткіш, топсалары бар тиісті айналманы асуы керек.

6.3.4.2.7 6.3.2 ҚР ҚН EN 1993-2 Тарауына сәйкес тексеруді өткізу керек, формуланы қолданып:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{crit}}}, \quad (6.62)$$

онда  $A_{eff}$ - белдің тиімді ауданы;

$N_{crit}$  -  $A_{gross}$  анықталатын орнықтылықтарды кризистік серпімді жоғалтудың жанында күш.

6.3.4.2.8 Серпімді байланысқа (кемеліне жетпеген) бастапқы ауытқу және екінші реттің әсері әсертің қатты тіректерінің арасындағы қысылған белдігі немесе кесілмейтін ферманың төменгі полгі үшін 8 белдік және серпімді байланыстың Қосуына  $F_{Ed}$  тың қосымша көлденең күшінің қосымшасын жолымен есепке алуға ұсынылады:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100}, \quad \text{егер } l_k \leq 1,2 \cdot l;$$

$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k} \cdot \frac{N_{Ed}}{80} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}}, \quad \text{егер } l_k > 1,2 \cdot l; \quad (6.63)$$

онда  $l_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}}$ ; 1 - серпімді байланыстардың арасындағы қашықтық.

6.3.4.2.9 Егер сығушы күш  $N_{Ed}$  белдің барлық ұзындығы бойынша тұрақты болса, кризистік білікті күшті келесі жолмен есептеу керек:

$$N_{crit} = m \cdot N_E, \quad (6.64)$$

онда  $N_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2}$ ;  $m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma}$ , бірақ 1,0 кем емес;

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI}; c = \frac{C_d}{l},$$

мұнда  $c$  - екі қатты тірек арасындағы қашықтық;

1 - серпімді байланыстар арасындағы қашықтық.

$C_d$  - серпімді байланыс қаттылығы, осы оқу құралының 6.3.4.2.5 Тарауын қараңыз, 1 Ескерту.

6.3.4.2.10 Қысылған сөренің бүйір тіреу қатты болатынына рұқсат етілген, егер қаттылығы  $C_d$  шартқа сәйкес келсе:

$$C_d > \frac{4N_E}{L}, \quad (6.65)$$

онда  $N_E$  – топсалы тірелген соңдарына рұқсат ету кезінде анықталатын кризистік жүктеме.

6.3.4.2.11 Осы оқу құралының 6.3.4.2.5 – 6.3.4.2.9 Бөлімдерінде көрсетілген рет қысылуға душар болатын бөренелердің сөрелеріне қатысты қолдануға ұсынылады, егер  $A_{eff}$  келесімен алмастырылса

$$A_{eff} + \frac{A_{wc}}{3},$$

онда  $A_{wc}$  – қабырғаның қысылу аумағының ауданы. 4 сыныпты қиылысу жағдайында осы аудан жұмыс ауданы ретінде қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада белдің барлық ұзындығы бойымен қысылу күші  $N_{Ed}$  тұрақты емес жағдайлары үшін қосымша нұсқаулар берілу тиіс. Төменде бейнеленген әдіс ұсынылады.

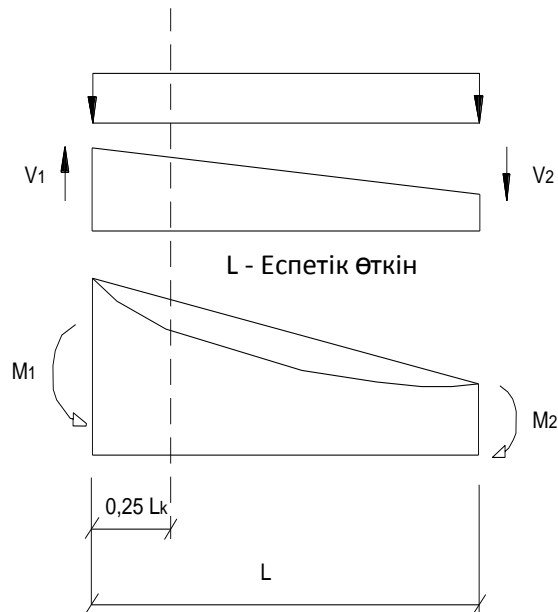
6.3.4.2.12  $L, m$ , қашықтықта орналасқан қатты бүйір тіректермен кесілмейтін бөрененің төменгі белбеуі үшін (6.18 Суретті қараңыз), 6.3.4.2.9 Тараудың  $N_{crit}$  үшін формулада  $m$  мөлшерін келесі екі формула бойынша алынған ең кіші мән ретінде қабылдау керек:

$$m = 1 + 0,44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1,5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu);$$

$$m = 1 + 0,44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1,5} + (0,195 + (0,05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0,5};$$
(6.67)

онда

$\mu = V_2/V_1$ , 8.18 Суретін қараңыз және  $\phi = 2(1 - M_2/M_1)/(1 + \mu)$   $M_2 > 0$  үшін.



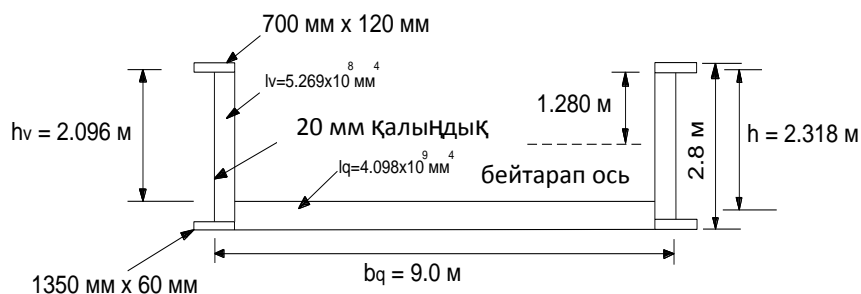
**6.18 Сурет – Парабола ретінде түрлендірілетін иілетін моменті бар қатты бүйір тіректер арасындағы бөрене бөлігі**

6.3.4.2.13 Иілетін моменттің белгісі түрлендірілсе,  $M_2 = 0$  қабылдап, қателіктерді жоғарылатумен баға ретінде  $m$  коэффициенттерді пайдалануға рұқсат етіледі.

6.3.4.2.14 ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.2 Тарауына қатысты бұраумен көлденең иіліс кезінде орнықтылықты жоғалтуына кедергіні тексеруді 6.18 Суретте көрсетілгендей ең жоғарғы моментпен тіректен  $0,25L_k$  қашықтықта жасауға ұсынылады,  $L_k = L/\sqrt{m}$  болғанда ең жоғарғы моментпен профиль қиылысы кедергінің бақалауы кезінде.

#### МЫСАЛ 14 Ортасында жүріп өтетін жолы бар көпір

Төменде 6.19 Суретте көрсетілгендей 36 м ара-қашықтығымен топсалы тірелген көпір. Қабырғасының 2,8 м. биіктігі мен 20 мм жуандығымен қос таврлы бөренелер. (Жоғарғы сөре нақты түрде әр біреуінің 60 мм жуандығы бар екі табақтан құралған.) Брутто көлденең қиылыстың серпімді бейтарап білік 6.19 Суретте көрсетілген. Қиылыс кедергісінің модулі -  $2,378 \times 10^8 \text{ мм}^3$  әр сөре үшін (брутто көлденең қиылыстың ерекшеліктеріне негізделген). Көлденең бөренелер әр 3,0 м. орналасқан және көпірдің бүкіл ұзындығы бойымен ұқсас болып табылады. Болат – консервативті түрде әр жерде қолданылатын 60 мм жуандықпен табақ үшін 285 МПа аққыштық шегі үшін С345. Орнықтылықтың жоғалтуының жазық формасы үшін кедергі моментін есептеу керек.



6.19 Сурет 15 Мысал үшін ортасында жүріп өтетін жолы бар көпір

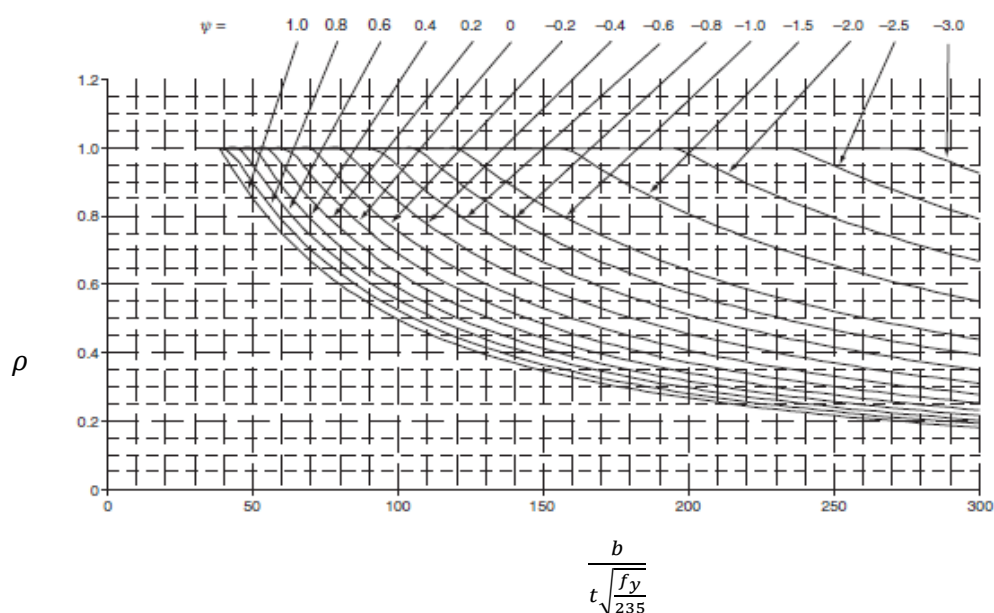
Ең бірінші болып қиылыс классификациясы тексеріледі. Жоғарғы сөре – 1 сынып. 6.19 Суреттен бөрене қабырғасының қысылған серпімді биіктігі 1280 мм тең, ал ұзартылғаны 1340 мм құрайды, сайып келгенде, кернеу коэффициенті:

$$\psi = -\frac{1280}{1340} = -0.96$$

ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.2 Кестесінен, 3 классты қабырға үшін шек:

$$c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 62 \times \sqrt{\frac{235}{285}} \times (1 + 0.96)\sqrt{0.96} = 99 < \frac{2620}{20} = 131$$

Сайып келгенде, қабырға – іс жүзінде 4 классты. Сондықтан тиімді қиылыс қабырғаның қысылған аумағы үшін қолданылу керек.



6.19(a) Сурет – Ішкі сығылған элементтер үшін  $\frac{b}{t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}}}$  түсіретін коэффициенттің тәуелді графигі

Келесі үшін:  $\frac{b}{t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}}} = \frac{2620}{20 \cdot \sqrt{\frac{285}{235}}} = 156$  және  $\psi \approx -1$  коэффициенті

$\rho = 0.80$  қысылған аумақ үшін төмендететін коэффициент. Бұл ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.1 Кестемен талап етілген жерде  $(1 - 0.80) \times 1280 = 256$  мм биіктігі бар қысылған аумақтың тиімді емес кіші бөлігіне әкеледі. Осы кішірейтуді есепке алу үшін қиылыс ерекшеліктері енді қайта

қарастырылу керек, осыдан кейін қиылыс кедергісінің ең кіші модуль (жоғарғы сөреде және консервативті түрде шеткі талшықта, бірақ сөренің орталық жазықтығында емес алынған)  $2.328 \times 10^8 \text{ мм}^3$  тең болады. Жүктіліктің жаңа ортасы қабырғаның жоғары жағынан 1298 мм орналасқан (4 сыныпты қиылыстың ерекшеліктерін анықтау 8.2-2 Мысалда қарастырылған).

Жоғарғы сөренің инерцияның көлденең моменті  $\frac{1}{12} \times 700^3 \times 120 = 3.43 \times 10^9 \text{ мм}^4$  тең болады (қабырғадан үлкен емес салымына қарамастан).

ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.4.2 (7) Тараудан қысымның тиімді ауданы:

$$A_{\text{eff}} = A_f + A_{\text{wc}}/3 = 700 \times 120 + (1298 - 256) \times 20/3 = 90\,947 \text{ мм}^2$$

ҚР ҚН EN 1993-2 D Қосымшасынан, U-түріндегі раманың қаттылығы:

$$C_d = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2 I_q}} = \frac{210 \times 10^3 \times 5.269 \times 10^8}{\frac{2096^3}{3} + \frac{2318^2 \times 9000 \times 5.269 \times 10^8}{2 \times 4.098 \times 10^8}} = 17\,910 \text{ Нмм}^{-1}$$

сондықтан  $c = C_d/l = 17\,910/3000 = 5.97 \text{ Нмм}^{-2}$

Есептеу көлденең бөрененің қосылу жерінде түйіннің иілгіштігін есепке алмайды, өйткені байланысу жері айтылғандай дәнекерленген және толық қыстырылған. Егер түйін ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.2.2 Тармаққа сәйкес «серпімді созылмалы» болса, түйін иілгіштігі,  $S_j$ , ҚР ҚН EN 1993-1-8 6.3 Тармақ бойынша анықталу керек еді және  $C_d$  есептемеге қосылу тиі еді. Бұл әдетте нығыздалмаған шеткі пластиналар арқылы істеп шығарылғанға жатар еді.

Соңғы U түрдегі рамалар жеткілікті қаттылыққа ие болмайды. ҚР ҚН EN 1993-2 (6.12) өрнегіндегі  $m$  үшін анықтау формуласы нақты емес, және кіру рұқсаты келесі тендеуді пайдаланып, U түрдегі соңғы раманың қаттылығы болмағандықтан жасалу керек:

$$X = \frac{C_e}{\sqrt{2}} \left( \frac{l^3}{C_d^3} \right)^{0.25} = \frac{17\,910}{\sqrt{2}} \left( \frac{3000^3}{17\,910^3 \times 210 \times 10^3 \times 3.43 \times 10^9} \right)^{0.25} = 0.64 \text{ м}$$

$$= \frac{\sqrt{\gamma}}{\left( \frac{\pi}{\sqrt{2}} + \frac{0.69}{X + 0.5} \right)^2} = \frac{\sqrt{\frac{5.97 \times 36\,000^4}{210 \times 10^3 \times 3.43 \times 10^9}}}{\left( \frac{\pi}{\sqrt{2}} + \frac{0.69}{0.64 + 0.5} \right)^2} = 14.766$$

ҚР ҚН EN 1993-2 (6.12) Формуласынан:

$$N_{\text{crit}} = m N_E = 14.766 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 3.43 \times 10^9 / 36\,000^2 = 81\,000 \text{ кН}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{\text{crit}}}} = \sqrt{\frac{90\,947 \times 285}{81\,000 \times 10^3}} = 0.61 > 0.2$$

6.3.2.1(4) Тармағынан және ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суреттен қима орнықтылықтың жоғалтуының жазық формасына сезгіш екені көрінеді.

ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.56) тендеумен қолдану үшін орнықтылықтың тиісті қисықтары  $h/b = 2800/700 = 4.0 > 2$  болғанда 6.4 Кестеден анықталады.  $d$  қисығын таңдаймыз, сайып келгенде, ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Суретінен,  $\chi_{LT} = 0.70$

Орнықтылықты жоғалтуының жазық формасында төмендететін коэффициент 0.70 тең болады.

Содан соң ҚР ҚН EN 1993-1-1 (6.55) өрнекті қолданып көтеру қабілеті анықталады:

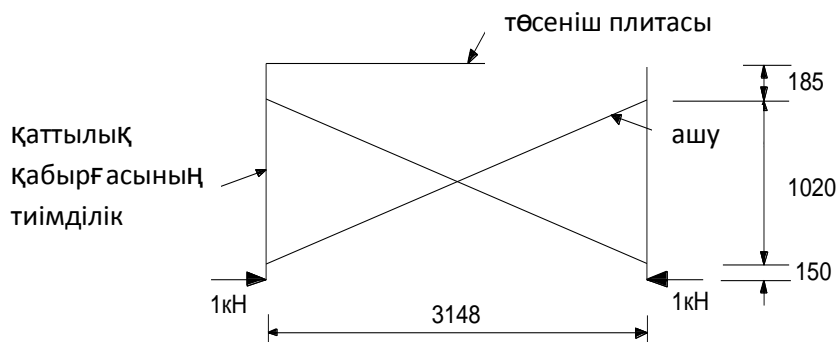
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.70 \times 2.328 \times 10^8 \times \frac{285}{1.1} = 49\,416 \text{ кНм}$$

МЫСАЛ 15 Көлденең байланыстардың қаттылығы мен беріктігі

Проверить, что связи «жесткие» и осевая сила в них является результатом связи полук. Предполагается, что самое большое сжимающее напряжение в полке во внутренней опоре - 300



МПа. Көп аралықты кесілмейтін көпірдің байланысы  $150 \times 150 \times 18$  бұрыштан және 25 мм жуандықпен қабырғаға  $100 \times 20$  тұстасқан қабырға қаттылығынан жасалған көлденең байланысты қосады. Байланыстар «қатты» екенін және ондағы білікті күш сөрелер байланыстарының нәтижесі болып саналатынын тексеру. Ішкі тіректе сөредегі ең үлкен сығушы кернеу 300 МПа болып есептеледі.



6.20 Сурет - 15 Мысал үшін көлденең байланыс

Байланыстың қаттылығы бастапқыда 6.20 Суретте жазық раманың үлгісінен есептеледі. қаттылық қабырға қимасының тиімді қасиеттері (ҚР ҚН EN 1993-1-5 9.1 Суретін қараңыз):

Қабырғаның тұстасқан ені

$$30et_w + t_{\text{қаттылықтың қабырғалары}} = 30 \times 0.81 \times 25 + 20 = 628 \text{ мм}$$

Сайып келгенде,  $A_{st} = 17\,700 \text{ мм}^2$  және  $I_{st} = 9.41 \times 10^6 \text{ мм}^4$

Төсеніштің тақтасы:

Төсеніштің тақтасын тұстасқан ені ҚР ҚН EN 1994-2 –де ығысу кешігу үшін ережелеріне сәйкес алынған.

1 кН жүктемеде жазық раманың ауытқуы  $1.25 \times 10^{-5}$  тең болады.

Байланыстың қаттылығы келесіге тең болады:

$$\frac{1000}{1.25 \times 10^{-2}} = 80\,000 \text{ Нмм}^{-1}$$

ҚР ҚН EN 1993-2 (6.13) формуланың оң жағынан байланыстың керекті қаттылығы (ұзындығы  $L = 3.8 \text{ м}$ ):

$$\frac{4\pi^2 EI}{L^3} = \frac{4\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 2.133 \times 10^8}{3800^3} = 32\,227 \text{ Нмм}^{-1} < 80\,000 \text{ Нмм}^{-1}$$

Сондықтан байланыс өте қатты және  $L$  жеткілікті байланыстардың арасындағы ұзындық сияқты алуға ұсынылады. Өткені байланыстар толығымен қатты, және  $L$  байланыстар арасындағы ұзындық ретінде алуға болады, байланыстардағы күшті анықтау үшін ҚР ҚН EN 1993-2 (6.11) Өрнегіндегі бірінші формула қолданылу керек. Сәйкесінше:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} = 300 \times \left( 16\,000 + \frac{18\,375}{3} \right) / 100 = 66.4 \text{ кН}$$

Осы күш әр бөрененің байланысына тіркелген, 6.20 Суретке қараңыз.

Байланыстағы талап етілетін білікті күш сонда келесіге тең болады:

$$\frac{66.4}{\cos(\tan^{-1} 1020/3148)} = 69.8 \text{ кН}$$

#### **6.4 Қысуға жұмыс істейтін ұрылымдық элементтер**

6.4.1 Қысуға жұмыс істейтін құрама элементтер толық денелі элементтер өте ауыр болған жерде әрдайым қолданылды. Құрама элементтердің жасалуы үлкен шығындарға әкеліп соғады, сондықтан олар үнемді нұсқау болып табылмайды. Құрылымдарда бұл әдетте бірге қатты торды құрайтын жеке жолдар және илемделген профильдер. Ығысу иілгіштігі екінші реттің моменттері ықпалы астында орнықтылықтың төмендетуіне себеп болады.

6.4.2 ҚР ҚН EN 1993-2 6.4 Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.4 Тарауына негізделген, онда тұрақты қиманың қысылған тесіп өтетін элементтерін, сонымен бірге қиғашталған тормен қысылған элементтерін және планды тормен қысылған элементтерін жобалау үшін негізгі ережелер және талаптар келтірілген (6.4.1-6.4.4 ҚР ҚН EN 1993-1-1 Тармақтарын қараңыз).

#### **6.5 Қабырғалар төзімділігі**

6.5.1 Қабырға төзімділікке жататын тексерулер үшін ҚР ҚН EN 1993-2 6.5 (1) Тарауы ҚР ҚН EN 1993-1-5 4 Тарауына негізделген. Жазықтықта қысым астында 4 Сыныпты нығыздалмаған көлденең қималарында және нығыздалған бөренелерде қабырғаның жергілікті төзімділігін ҚР ҚН EN 1993-2 6.5 (2) Тарауына сәйкес екі әдістердің бірі арқылы есепке алуға ұсынылады. (осы оқу құралының 6.5.2÷6.5.3 Тармақтарын қараңыз):

6.5.2 Қалыпты кернеу, ығысу кернеуі және көлденең күш ҚР ҚН EN 1993-1-5 4, 5 немесе 6 Тарауларына сәйкес тексеріледі. Бұдан басқа, өзара әрекеттесудің (байланыстың) белгісіне сәйкестікті қамтамасыз ету керек (7 ҚР ҚН EN 1993-1-5 Тармағын қараңыз).

6.5.3 ҚР ҚН EN 1993-1-5 10 Тарауына сәйкес жергілікті дөмбешікке байланысты кернеулер шектері негізінде келтірілген кернеу әдісі (сонымен бірге ҚР ҚН EN 1993-2 6.2.2.5 Тармағын қараңыз).

6.5.4 Бекітілген тақтайдың жазықтығына көлденең бағытта жүктемеге байланысты пайлда болған қосымша июші моментке және қысымға душар болатын көпір төсеніштің бекітілген тақтайларының немесе бөрене қабырғасының қаттылығы қабырғаларының орнықтылығы ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.2.3 Тармаққа сәйкес тексеруге ұсынылады.

### **7 ҚАЛЫПТЫ ПАЙДАЛАНУҒА ЖАРАМДЫЛЫҚ БОЙЫНША АҚЫРҒЫ ЖАҒДАЙЫ**

#### **7.1 Жалпы ережелер**

7.1.1 Болат құрылысты қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайының ақырғы жағдайы бойынша жобалаудың жалпы ережесі (ҚР ҚН EN 1993-2 қара) 7.1. Тармақ іне (1)-(3) ҚР ҚН EN 1993-1-1( Ереженің 7.1.2—7.1.4 Тармақ ) негізделген.

7.1.2 Болат құрылыстарды қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайының ақырғы жағдайының талаптарын қамтамасыз ету арқылы жобалап жасау қажет.

7.1.3 Қалыпты пайдалану үшін жарамдылыққа байланысты негізгі талаптар ҚР ҚН EN 1990 3.4 Тармақ ішінде көрсетілген.

7.1.4 Ақырғы жағдайы, оларға сәйкес жүктем және есеп моделін нақты жобада орнатып тарпсырыс берушімен келісіп жасау қажет.

7.1.5 ҚР ҚН EN 1990 3.4 Тармағының 3 Тармақшаларында (ереженің 7.1.6-7.1.8 Тармақшаларын қара) қалыпты пайдалануға жарамдылық үшін ақырғы жағдайлардың негізгі ережелерін тұжырымдайды.

7.1.6 Аталған құрылыстың қалыпты пайдалануға жақсы жағдай немесе пайдаланушылардың өз-өздерін жақсы сезінуі, немесе құрылыстың сыртқы кейпін қалыпты пайдалануға жарамды жағдайының ақырғысы ретінде топтастыруға болады.

7.1.7 Қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайының қайтымды және қайтымсыз ақырғы жағдайларының түрлерін ажыратуға болады.

7.1.8 Пайдалануға жарамдылық есептері келесі белгілері бойынша іске асуы тиіс:

а) жылжыту және түрін өзгерту әсер етеді:

- құрылыстың сыртқы келбетіне және пайдаланушылардың өз өздерінің жақсы көңіл-күйлеріне;

- аталған құрылымдар қызметінің (машина мен құрылымдардың жұмысын қоса), немесе беткі жақтарының, жаппаларының немесе құрылымның аталған элементтерінің бұзылуына;

б) Адамдарда жағымсыз физикалық сезім тудыратын діріл немесе құрылыстың қызметтік қабілетін шектеу;

в). Құрылымның қызметтік қабілетіне немесе ұзақ қызмет етуіне, сыртқы түр келбетіне жағымсыз кері ететін бұзылулар

7.1.9 Ескертуде қалыпты пайдалануға жарамдылық критерийлеріне қосымша ережелер ҚР ҚН EN 1992-199 ескертуінде көрсетіледі.

7.1.10 Қалыпты пайдалануға жарамдылық талаптары 7.1 Тармақ і (4) ҚР ҚН EN 1993-2 көрсетілген. 7.1.(5) Тармақшасында қалыпты пайдалануға жарамдылық аспектілерінің жағдайлары көпірді жобалауда немесе құрылыс кезінде қаралуы қажет. Бірақ кейбір жағдайларда қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайы сандық баға, мысалы, ауытқу есебі және өзіндік жиілік көмегімен тексеріледі.

## **7.2 Есептеу моделдері**

7.2.1 Есептеу моделдеріне қойылатын талаптар (ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ 7.2 (1)-(3) қара) аталған әдіснаманың 7.2.2 – 7.2.5 Тармақтарында көрсетілген.

7.2.2 Қиылыстың пайдалануға сәйкес қасиеттеріне қойылатын талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-5 көрсетілген.

7.2.3 Қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайды және ауытқулар шекті жағдайдағы қысым сызықтық есеп және сызықтың қасиетін қолдану арқылы есептелуі тиіс (ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ 7.2(3) қара) және олар ҚР ҚН EN 1993-1-5 сәйкес қажетті пластинаның тұрақтылығын жоғалту кесірінен қаттылығы азаяды.

7.2.4 Пластинаның қаттылығының нәтижесіне әсер етуі ғаламдық есепте қаралмауы тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-5 Тармақ 2.2 (5) қара). Сондай ақ пластинаның тұрақтылығын

қысым есептеуде қарауға талап етілмейді. Ауыспалы кешігушілік нәтижесінің ықпалы тек кең көлемді сөрелер элементтері үшін маңызды болып табылады.

7.2.5 Егер қабаттың шеткі-элементтік қорытындысын пайдалану арқылы жасалған моделдеу ғаламдық есеп үшін қолданылса, онда ауыспалы кешігу нәтижелерінің ықпалы тордың талдауына байланысты автоматты түрде ішінара немесе толық қосылады. Парақтың тұрақтылығының нәтижесінің әсері тек есеп екінші ретте және бастапқы жетілмегендіктің үлгісін шығарған кезде ғана қосылады.

### 7.3 Қысым көлемдері

7.3.1 Белгіленген қысым ( $\sigma_{Ed,ser}$ ) (қалыпты) және (жанама)  $\tau_{Ed,ser}$ , (Тармақ 7.3 (1) ҚР ҚН EN 1993-2 қара) , тиісті рұқсатнамалары бар нормативтік комбинациялардың қорытындылары нәтижесінде пайда болған екінші нәтижелері әсерінен геометриялық ауытқулары бар (фермадағы екінші мезет) қысымды келесі түрде шектеу қажет:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}} \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.3)$$

мұнда  $\gamma_{M,ser}$ - сенімділік коэффициенті болып табылады,  $\gamma_{M,ser} = 1$  ұстанымын қолдануға ұсынылады. Ұлттық қосымшада коэффициенттің басқа мағынасы көрсетілуі мүмкін.

7.3.2 Аталған қысымдар ауыспалы кешігудің нәтижелерінің әсерін және басқа «ауытқулармен шақырылған» екінші нәтижелерін фермадағы тораптардың қаттылығының әсерінен қосуы тиіс. Ол сол байламдар салмақ түсетін құрылымның нәтижелері шектік жағдайда ескерілмегендіктен болуынан талап етіледі.

7.3.3 ҚР ҚН EN 1993-2 7.3 Тармақ i қалыпты және жанама қысымдармен жасалған біркелкі қысымды жағдайы әсер етуіне негізделген. Көпбілікті қысымды жағдайлар үшін (7.3) критерийін Мизестің жалпы критерийіне дейін ұзарту ұсынылады. Егер көпірдің элементтеріне қосылған жергілікті бұранды қысым болса (мысалы, парақтың тегістігіндегі дөңгелектің топталған қысымының салмағы), қысым  $\sigma_{z,Ed}$  қысымды серпінді тарату ережесі арқылы есептеу ұсынылады. (ҚР ҚН EN 1993-1-5 3.2.3 Тармақ).

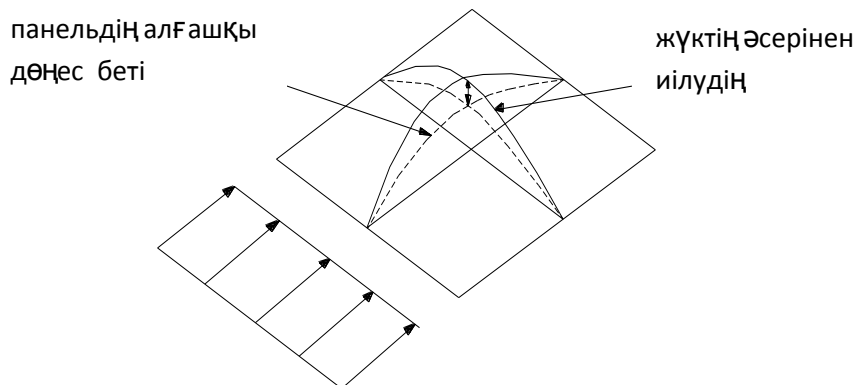
7.3.4. Қалыпты пайдалануға жарамдылық жағдайындағы қысымды тексеруде, ережеге сәйкес, 3 және 4 көлденең сызбаларында қажетті, олар бірінші шекті жағдайында тексерілген болып табылады. Бұл кейбір нәтижелер өткізгіш қасиетне байланысты, олар аз кем ағымдылық арқылы таралған жағдайда ескерілмеген болуы мүмкін. Мұндай нәтижелердің арасында белгілеу қажет; айналмалы түр өзгеруі, Сен-Венанның айналмалы нәтижелері, ауыспалы кешігу. Пластиналардың тұрақтылығының нәтижелерінің әсері қаралмауы тиіс. Егер парақтың тұрақтылығы салмақ түсетін қасиеттерінің төмендетілетін нәтижесі,  $p, 0,5$  жоғары болса салмақ түсетін құрылым жағдайының күшін аталған қасиетіне және брутто қиылысының (ҚР ҚН EN 1993-1-5 Тармақ 2.3(2) қара)

шаршағандық есебі бойынша күшінде есептеу қажет, бірақ ауыспалы жылжытуға өзгеріс (сондай ақ, ҚР ҚН EN 1993-2 7.3 (1) Тармақ інің 3 есерктеуін қара). енгізу арқылы қажет.

#### 7.4 Бөрене қабырғасының жергілікті қайталанатын тасыраюы

7.4.1 Қабырғаның тынысы немесе қабырғаның жергілікті қайталанатын тасыраюы – бөрененің қабырғасын қозғайтын құбылыс (ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ 7.4 (1) қара) (аталған әдіснаманың 7.1 Суретін қара). Аталған нәтиже парақтың қабырғасында немесе қабырғаның сөремен және қаттылық қабырғаларымен бөрененің шаршаңқы бұзылуына әкеліп соғуы мүмкін.

7.4.2 Қабырға тынысынан әлеуетті бұзылудың бөлшектік қарауынан құтылу үшін  $b/t$ , сәйкестігінен парақтың иілгіштігін шектеу қажет, немесе кезеңнің иілгіштігінің тұрақтылығын жоғалту үшін қосылған қысымның өзара әрекеттестігін ескеру қажет. Автокөлік және теміржол көпірлерінің айырмашылығы соңғысының шаршағандығы әсерінен ҚР ҚН EN 1993-2 көрсетілген.



#### 7.1 Сурет –Осьтік жүктеменің әсерінен туатын қабырға тынысының суреті

7.4.3 Автокөліктік көпірлер. Ұлттық Ереже қабырға демін ескермеуге болатынын жағдайларды анықтайды. (ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ 7.4(1) қара).

Қабырғаның қайталанатын жергілікті тасыраюы құрамды бөренелердің қабырғаларына келесі талаптарды қанағаттандырған жағдайда қаттылықтың толқынысыз есептеуге ұсынылмайды

$b/t \leq 30 + 4.0L \leq 300$ - көліктік көпірлер үшін

b - Қаттылықтың бойлық қабырғаларынсыз қабырғаларының биіктігі немесе қаттылықтың бойлық қабырғаларының қабырғадағы ең үлкен панеласты биіктігі;

L - ұшудың сәйкес ұзындығы метрмен, бірақ 20 м кем емес

Қаттылықтың бойлық қабырғалары бар жерде, қабырғаның толық биіктігі «тыныста» тексерілуі қажет, бірақ ҚР ҚН EN 1993-2 аталған тексеріс туралы нұсқаулық берілмеген.

7.4.4 Теміржол көпірлері. «Тыныспен» тексеруді елемей ұсынылады (ҚР ҚН EN 1993-2 7.4 (2) Тармақ қара), егер келесі критерий қанағаттандырылса:

$b/t \leq 55 + 3.3L \leq 250$  – теміржол көпірлері үшін

мұнда  $L$  және  $b$  жоғарыда анықталған.

7.4.5 Егер  $b/t$  ға арналған ҚР ҚН EN 1993-2 (7.5) немесе (7.6) айтылған шама қанағаттандырылмаса, онда қабырғаның қайта жергілікті тасыраюына келесі критерий жасалуы тиіс:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1\tau_{Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

Аталған критерий аталған қысымды олардың иілгіш мағыналарымен тікелей салыстырады. Қаттылықтың бойлы қабырғалары бар қабырға үшін тексеріс әр панельастына кезекпен және барлық бекітіліген парақта жүргізілуі тиіс.  $\sigma_{x,Ed,ser}$  және  $\tau_{x,Ed,ser}$  қысымы қысымның нормативтік қиыстыруы арқылы және  $k_{\sigma}$ ,  $k_{\tau}$  коэффициенттері сызықтық-пластикалық иіндінің қабырғаның топса тіректес қабырғаларының рұқсат етілуі және анықталуы ҚР ҚН EN 1993-2 және ҚР ҚН EN 1993-1-5, 7.4 (3) Тармақ інде көрсетілген.

7.4.6  $\sigma_{x,Ed,ser}$  және  $\tau_{Ed,ser}$  нормативтік қиыстыру қысынынан туатын күш қуаты және

$$k_{\sigma}\sigma_E = \frac{k_{\sigma}\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} \quad k_{\tau}\sigma_E = \frac{k_{\tau}\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2},$$

- қарастырылатын панельге қаттылықтың сызықтық иілгіш сыни қысымы. Бұл сыни күш қуатты ҚР ҚН EN 1993-1-5, 4 және 5 Тармақ терден анықтауға ұсынылады. үш қуат панельдің бойында өзгерген жағдайда (ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ 7.4 (3) Ескертпені қара) ҚР ҚН EN 1993-1-5, 4.6 (3) Тармақ імен пайдаланған жөн, ол пластинаның жергілікті тұрақтылығын тексеруді 0.4  $a$  немесе 0.5  $b$  (бұл мағыналардан кіші) арақашықтығындағы пластинаның іс әрекеттен, үлкен қысым пайда болатын панельдің шетінен қорытынды күш қуаты арқылы тесеруді ұсынады.

Мысал 16 Қайталанатын жергілікті тасыраюна бекітілмеген қабырғаны тексеру

Бөрененің қабырғасы бойлары 60 м., 3000 мм биіктігі және 10 мм қалыңдығымен қыттылық қабырғасының бойларынсыз автокөлік көпірінің бөлігі болып табылады. Қаттылық көлденең қабырғалары тек тіреуіштерде орнатылған. Жиі ауысатын күш қуаттың комбинациясы 100 МПа қабырғаның үстінде және ортасында 100 Мпа күш қуатты шақырады. Жанама күш қуат – 50 МПа. Қабырғаның панелі тасыраюдың (тыныстың) қайталанатынынатексерілуі тиіс. Онда  $b/t = 300 > 30 + 4.0 \times 60 = 270$ , ҚР ҚН EN 1993-2 7.4 Тармақ індегі жай критерий түрінен қанағаттандырылмайды. Осыған байланысты, ҚР ҚН EN 1993-2 7.7 теңсіздігінен туындаған әрекеттестік аталған мысалда қолданылуы тиіс.

Қалыпты күш қуат:

4.1 ҚР ҚН EN1993-1-5 кестесінен,  $p = -1$  и  $k_0 = 23.9$  таза иілгіш үшін:

$$k_{\sigma}\sigma_E = \sigma_{cr,x} = \frac{k_{\sigma}\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = \frac{23.9 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12(1-0.3^2) \times 3000^2} = 50.4 \text{ МПа}$$

Жанама күш қуат:

ҚР ҚН EN 1993-1-5 3 қосымшадан ең ұзын панель үшін:

$$k_{\tau}\sigma_E = \tau_{cr} = \frac{k_{\tau}\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = \frac{5.34 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12(1-0.3^2) \times 3000^2} = 11.3 \text{ МПа}$$

мұнда

$$k_t = 5.34 + 4.00 \left( \frac{\bar{b}}{a} \right)^2 = 5.34 + 0 = 5.34$$

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E} \right)^2 + \left( \frac{1.1 \tau_{Ed,ser}}{k_t \sigma_E} \right)^2} \leq 1.1 \quad \text{Формуласынан}$$

Туындайды

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E} \right)^2 + \left( \frac{1.1 \tau_{Ed,ser}}{k_t \sigma_E} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{100}{50.4} \right)^2 + \left( \frac{1.1 \times 50}{11.3} \right)^2} = 5.26 \gg 1.1$$

Қабырға аса жұқа болып табылады. Аталған мысал шындыққа жанаспайды және оған байланысты бірінші жағдайына байланысты қасиеттеріне тексеріс қанағаттанарлық болмайды.

## 7.5 Саңылауларды өлшеу үшін қуыс бұрғыны пайдалану

ҚР ҚН EN 1993-2 7.5 (1) Тармақ інде нормативті күш қуат әрекетінде қуыс бұрғыны пайдалану ұсынылмайды.

## 7.6 Көріп қабылдау көлемі

ҚР ҚН EN 1993-2 сәйкес көпірдің түр келбетінің қанағаттанарлық түрін қамтамасыз ету үшін келесі талаптарды орындау қажет:

а) Көпірдің түр келбетінің қанағаттанарлық түрін қамтамасыз ету үшін құрылыста күш қуатты реттеу мүмкіндігін қарастыру қажет.

б) Қисықтығын есептеген кезде жылжу түрінің өзгеруі және бұранды қосындылардың тойтаруы мен жылжуын ескеру қажет.

в) Бекітпе бөлшегінің жылжуын бұранды немесе тойтарылған үйкелмелі қосындыларда тек 0,2 мм рұқсат етілуі мүмкін. Алдын ала тартылған бұрандылардағы кесінді ескерілмейді.

## 7.7 Теміржол көпірлерінің пайдалану сипаттамалары

7.7.1 Теміржол көпірлерінің ауытқуының және дірілдің арнайы критерийлерінің (ҚР ҚН EN 1993-2 7.7 (1) қара) анықтау ҚР ҚН EN 1991-2 негізделген.

7.7.2 Дыбыстық сәулеленуді шектеу талаптары жобаға деген техникалық талаптарда көрсетілуі мүмкін.

## 7.8 Көліктік көпірлердің пайдалану сипаттамалары

### 7.8.1 Жалпы ережелер

7.8.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 түр өзгеруінің артықшылығына сәйкес келесі талаптар қойылған:

а) Түр өзгеруінің артықшылығын келесі жағдайларда алдын алу қажет:

- Беті мұзданған кезде көлденең қисықтығы бар кезде, көлік құралдарына қауіп төндіретін жағдайда;

- Көпірдің динамикалық қысымына кері әсерін тигізгенде (көліктің дөңгелек күш қуатының әсерінен);

- динамикалық сипатамасына кері әсер еткенде, жолаушыларға жайсыздық әкелгенде;

- Асфальттық жаппаның жарылуына әкеліп соқтырғанда;

- Көпірдік жаппаның суының дренажына кері әсерін әкеліп соқтыратын;

7.8.1.2 Қаттылық талаптары С Қосымшасында көрсетілген.

7.8.1.3 Түр өзгеруінің есебі жиі кездесетін күш қуат қолданылатыны арқылы жүзеге асады.

7.8.1.4 Діріл мен көпірдің ауытқуының өзіндік жиілігі пайдаланушыларда жайсыздық тудырмау үшін шектелуі тиіс.

### **7.8.2 Динамикалық әсер етуін азайту үшін жүру жолының теңдігінің шекті шамадан ауытқуы**

7.8.2.1 Жүру жолының теңдігінің шекті шамадан ауытқуын аталған әдіснаманың 7.8.2.2 – 7.8.2.4 Тармақ теріне негізделіп, анықтау талап етіледі (ҚР ҚН EN 1993-2, 7.8.2 Тармақ ін қара)

7.8.2.2 Жүру жолының құрылысы оның барлық ұзындығына тегістікті, ауытқудың қосымша динамикалық әсерін тигізбеу үшін жобалануы тиіс. Түрі өзгертін тігістер жол жүру қабатының деңгейінің өзгеруінсіз жобалануы тиіс. Көлденең бөренелер құрылыстың аяғында көлденең бағыттағы түр өзгеруін қамтамасыз етіп, төмендегілерден аспайтын болуы тиіс:

- а) компенсациялық қосындылардың іске асуын тиісті пайдалануына тапсырылған, шекті мағынасынан;

- б) Қайталанатын күш қуатта 5мм, егер аталған компенсациялық қосындылар түрінің басқа шекті мағынасы қаралмаған болса;

7.8.2.3 Компенсациялық қосындылардың түрінің шекті өзгеруі ҚР ҚН EN 1993-2 Ережесінде көрсетілген.

7.8.2.4 Егер көпір бетінің құрылысында қосымша тіреуіш нүктелері болса (мысалы, қаттылықтың байланысы көпірдің аралық тіреуіштерінде симметриялық орналасқан болса), онда күшейтілген динамикалық әсер етуінің факторларын ҚР ҚН EN 1991-2 компенсациялық қосындыларға жабысқан көрсетілген есептеу қажет.

### **7.8.3 Анық естілудің нәтижесі**

7.8.3.1 Механикалық анық естілуін ерекше жағдайларда аталған әдіснаманың 7.8.3.2-7.8.3.3 Тармақ теріне негізделіп есептеу қажет (ҚР ҚН EN 1993-2 7.8.3 Тармағын қара.).

7.8.3.2 Қаттылықтың байланыс элементтерін жеңіл жиілігін, созу немесе соған ұқсас компоненттері меншіктік мағынасына жақындаған кезде жол жүру алаңында көліктік құралдарының үнемі жүрілгені үшін, қаттылықты көбейту қажеттілігі немесе тербелісті жоятын, жасанды демпфер қондыру мүмкіндігін ойластыру қажет.



7.8.3.3 Компенсациялық қосындылардың түрлері, техникалық сипаттамалары және компенсациялық қосындылардың бекіту элементтері бойынша нұсқаулық ҚР ҚН EN 1993-2 В Қосымшасында көрсетілген.

## **7.9 Жаяу жүру көпірлерінің пайдалану сипаттамалары**

7.9.1 Жаяу жүру көпірлерінің пайдалану сипаттамаларын аталған әдіснаманың 7.9.2 Тармағына негізделіп анықтау қажет (ҚР ҚН EN 1993-2 7.9 Тармақ ін қара)

9.9.2 Жаяу және велосипед жүргізулердің көпірлерінің артық дірілі, пайдаланушыларға жайсыздық тудыруы мүмкін, сондықтан мұндай дірілдің азаюына шаралар қолданып, тиісті жиілікпен немесе сәйкес құрылғылар алдын ала жоспарланып жасалуы тиіс.

## **7.10 Желдік күш қуат параметрлері**

7.10.1 Желдік күш қуат параметрлерін аталған әдіснаманың 7.10.2 – 7.10.3 Тармақ теріне негізделіп анықтау қажет (ҚР ҚН EN 1993-2, 7.10 Тармақ тері).

7.10.2 Желдік ағымдармен пайда болған жұқа элементтердің дірілі, құрылғының шаршағандығына әкеліп соқтыруы мүмкін, мағыналы диапазондағы қайталанатын салмақтарын болдырмау үшін жойылуы тиіс.

7.10.3 Құйын тәрізді ағынмен шақырылатын кезеңдік күш қуатты анықтау ҚР ҚН EN 1991-1-4. Нормативімен анықтау қажет.

## **7.11 Қосынды құрамдар мен беткі жағының қолжетімділігі**

7.10.1 Қосынды құрамдар мен беткі жағының қолжетімділігін аталған әдіснаманың 7.11.2-7.11.3 Тармақ теріне негізделіп анықтау қажет (ҚР ҚН EN 1993-2, 7.11 Тармақ терін қара).

7.11.2 Болат құрылымдардың құрылуы мен жобалануы коррозия қаупін азайту есебімен және техникалық қызмет көрсету мен қарау мүмкіндіктерін қамтамасыз ету есебімен жүзеге асады (ISO 12944-3 қара)

7.11.3 Барлық бөлшектер сырлау және бояу, қарауды қамтамасыз ету мүмкіндігі есебімен құрылуы тиіс. Егер мұндайды қамтамасыз ете алмаған жағдайда, қолжетімсіз бөлшектер антикоррозиялық қорғанысы болу қажет (мысалы, қораптың кесілген кескісінің ішкі жағы немесе элементтердің етектері), немесе атмосфералық коррозияға аса шыдамды болаттан жасалуы тиіс. Егре мұндай коррозия көпірді пайдалану кезінде орын алса, бөлшектерді таңдауда тиісті рұқсаттарды қарастыру қажет.

## **7.12 Сусіңгіш жүйе**

Аталған ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ те сусіңгіш жүйеге сегіз негізгі талап келтірілген (сусіңбейтіндігі, жол жүру төсенішінің қисықтығы және сушығарғыш, сушығарғыш

құбырлардың тазартуға ыңғайлығы, деформациялық тігістерден ағуды қамтамасыз ету, көпірдің барлық жабық тігістері элементтерінің сусіңгіштігі және т.б.)

## **8 БЕКІТУ ЭЛЕМЕНТТЕРІ, ДӘНЕКЕРЛЕНГЕН ТІГІСТЕР, ҚОСЫНДЫЛАР МЕН ЖІКТЕРІ**

### **8.1 Бұранды, бекітпелі, топсалы қосындылар**

#### **8.1.1 Бұранды қосындылар категориясы**

##### **8.1.1.1 Ауыспалыға жұмыс жасайтын қосындылар**

Ауыспалыға жұмыс жасайтын есебіне қойылатын талаптар (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.1 Тармақты қара), ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4.1(1) Тармағына негізделеді және аталған әдіснаманың 8.1.1.1.2-8.1.1.1.3 Тармағында келтірілген.

8.1.1.1.2 Ауыспалыға жұмыс жасайтын бұранды қосындыны келесі категориялар ретінде есептелуі қажет:

а) А категориясы: қиынды қосынды.

Аталған категорияда 4.6-10.9 мықтылығы бар бұрандыларды қолдану қажет. Алдын ала тарту және байланыс беттеріне ерекше жағдайлары қажет етілмейді. Ауыспалыға есептелген жігер күш ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6 Тармақ інде анықталған қиындыға және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6 және 3.7 Тармақ терінде анықталған жапыру қабілетінен аспауы тиіс. Олардың шаршағандықтарының төмендігінен және дірілдің азаюына аталған категорияны көпірдегі құрылымдарының құрылысында үнемі пайдалануға рұқсат етілмейді (ҚР ҚН EN 1993-2 2.1.3.3 Тармақты қар.).

б) В категориясы: Қалыпты жағдайдағы пайдалану жарамдылығы бойынша үйкелмелі қосынды

Аталған категорияда алдын ала тартылған бұрандаларды қолданған жөн (ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.1.2(1) қара). Пайдалануға жарамдылық жағдайына байланысты беттерінің арасында ауытқу болмауы тиіс. Ауытқудың есептеме күш жігері ҚР ҚН EN 1993-1-8. 3.9 Тармағында анықталғандай есептеме қабілетінен аспауы тиіс. Нақты жағдайының ауытқуының есептік күш жігері ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6 Тармағында көрсетілген есептік қабілетінен аспауы тиіс және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6, және 3.7 Тармақтарында анықталған қабілеттерінен аспаулары қажет. Көпірдегі құрылыстық қосындылар үшін бұрандылардың ауытқуларында В қосынды катергорияларын пайдалану ұсынылады, онда қаттылықтың кейбір нақты жағдайында аса маңызды мағынаға ие болмайды (аталған әдіснаманың 3.2.1 Тармақтарын қара). Жанасымды мысал – басты бұранданың қосындысы. Нақты қабілеттеріне қалыпты жағдайда бұранданың ауытқуы немесе бұранданың ауытқуының қалыпты қабілетін жапыру қабілетіне байланысты есептік жағдайынан аспауы қажет.

в) С категориясы: Салмақ түсетін қабілетіне байланысты шектік жағдайының үйкелмелі қосындысы.

Аталған категорияда алдын ала тартылған бұрандаларды қолданған жөн (3.1.2(1) ҚР ҚН EN 1993-1-8 қара). Пайдалануға жарамдылық жағдайына байланысты беттерінің арасында ауытқу болмауы тиіс. Ауытқудың есептеме күш жігері ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.9 Тармақ інде анықталғандай есептеме қабілетінен аспауы тиіс. Нақты жағдайының ауытқуының есептік күш жігері ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6 Тармақ інде көрсетілген есептік қабілетінен аспауы тиіс және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.6 және 3.7 Тармақ терінде анықталған қабілеттерінен аспаулары қажет. Сонымен қатар, созылған элементтердің қосындыларында нетто ( $N_{net}$ ) көлденең сызығының есептік қабілетін пластикалық сатыда  $R_d$  бұрандалы тесіктердің орналасу орындарын тексеру қажет (ҚР ҚН EN 1993-1-1, 6.2 Тармағын қара).

8.1.1.1.3 Ауытқуға байланысты А,В,С категориялары үшін есептік тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.2 кестесінде көрсетілген.

### **8.1.1.2 Созуға жұмыс жасайтын қосындылар**

8.1.1.2.1 Алдын ала созылмалы қосындылардың есебіне талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4.2.1 Тармақ іне негізделеді және аталған әдіснаманың 8.1.1.2-8.1.1.3 Тармақ інде келтірілген.

8.1.1.2.2 Созуға жұмыс жасайтын бұрандалы қосындылар төмендегі категориялар ретінде есептеу қажет:

а) D категориясы: Алдын ала бұрандалы созусыз қосынды

Аталған категорияда 4.6-10.9 қаттылықты бұрандамаларды қолданған жөн. Алдын ала созу қажет етілмейді. аталған категорияларды қосуды ауыспалы жиі созылмалы жүкте қолданылмауы тиіс. Бірақ та олар желдік жүктің осьтік жігерінен қабылданатын қосындыларда қолданылуы мүмкін. А категориясының жалпы сипатындағы көрсетілген себептердің әсерінен көпірдегі тұрақты құрылыстық қосындылар рұқсат етілмейді.

б) E категориясы: бұрандалардың алдын ала созылып қосылулары.

Аталған категорияда 8.8-10.9 мықты сыныпты алдын ала бақылаулы созылмалыға сәйкес 7 топтағы сілтемелі стандарттардың бұрандамаларды қолданған жөн.

8.1.1.2.3 Созылмалыға жұмыс жасайтын D, E қосынды категорияларына тексеріс ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.2 Кестесінде көрсетілген.

### **8.1.2 Бұрандамалар мен бекітпелердің тесіктерінің орналасуы**

8.1.2.1 Бұрандамалар мен бекітпелердің тесіктерінің орналасу анықтамалары (ҚР ҚН EN 1993-2 8.1.2 Тармағын қара) 3.5 (1) Тармақ іне негізделеді және аталған әдіснаманың 8.1.2.2 Тармақ інде келтірілген.

8.1.2.2 ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.3 кестесі бойынша элементтердің шетінен бастап соңына дейінгі арақашықтық және бұрандамалардың арасындағы рұқсат етілетін максималды және минималды арақашықтық ережелерін нақтылап анықтау қажет. Құрылыска тартылған ескірген жүктемеге минималды және максималды қадамдарын элементтің шетінен бойлай және көлденеңінен (ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.1 Кестені қара), 112, 90, 80,50 элементтері бар категориялар, бір немесе біржақты накладкаларымен

бұрандаманың алдын ала және алдын ала созылуы асамақты және инъекциялық бұрандамалардың созылуын анықтау қажет.

### **8.1.3 Бөлек бекітпелі құрамдардың есептік қабілеті**

#### **8.1.3.1 Бұрандамалар мен бекітпелер**

Бұрандамалар мен бекітпелер қосындысындағы қабілеті, ауыспалы немесе созылуға әкеліп соқтырған ҚР ҚН EN 1993-1-8. 3.6.1 (1) – (16) Тармақ теріне негізделген. Аталған қабілеттің есептік мағыналары жалғыз бекітпелі бөлшектері, бір тегістіктегі кесінділерге, мыжылуына, созылуына, жабыстырылуына және кесінді немесе созылудың біріккен әрекетін ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4 кестесінен алуға болады.

#### **8.1.3.2 Қуат беру бұрандамалары**

Қуат беру бұрандамалары үшін есептік нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.6.1 (1), (2), Тармақ інде келтірілген, аталған әдіснаманың 8.1 Тармақ ABC санатындағы қосындылар үшін кәдімгі бұрандамалар мен бекітпелер ретінде қолданылуы тиіс.

#### **8.1.4 Бекітпе топтары**

Көпбұрандалы қосындының қасиетін ҚР ҚН EN 1993-2, 8.1.4, Тармақтарына сәйкес қабылдау қажет, ол ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.7 (1) Тармақ іе негізделеді.

#### **8.1.5 Ұзын өлшемді қосындылар**

8.1.5.1 Ұзынөлшемді қосындыларды (ҚР ҚН EN 1993-2 8.1.5 Тармақтарын қара) 3.8 (1) және 3.8 (2) Тармақ іне сәйкес(аталған әдіснаманың 8.1.5.2-8.1.5.3 Тармақтарын қара) есептеу қажет.

8.1.5.2 Егер шеткі бекііілген құрамдардың орталарының арақашықтығы  $L$  15 ддан көп болса, онда кесінді  $F_{v,Rd}$  төмендетілген  $\beta_{Lf}$ , коэффициентіне көбейтеміз, және оны төмендегі формула арқылы анықтаймыз.

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad (8.1)$$

Бірақ  $\beta_{Lf} \leq 1$  и  $\beta_{Lf} \geq 0,75$

8.1.5.3 Аталған әдіснаманың 8.1.5.2 Тармағының нұсқамасын орындамау қажет, егер қосындының ауытқуы тегіс таралатын болса, мысалы, көлденең кесудің қабырғасы мен сәресінің ауытқуы берілетін болса.

## 8.1.6 8.8 және 10.9 бұрандамаларының қолданылуы арқылы ауытқуға тойтарыс беру

### 8.1.6.1 Ауытқуға тойтарыс беру.

8.1.6.1. Ауытқуға қабілетті есептік анықтама (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.1.6.1 Тармақ ті қара) ҚР ҚН EN 1993-1-8., 3.9.1 (1) және (2) Тармақтарына негізделеді.

8.1.6.1.2 Ауытқудың алдын ала 8.8 және 10.9 қаттылығы бар бұрандалы бір бұрамамен бекітілген жоғары жақтағы тірелуіне қабілеттілікті есептік жағынан келгенде келесі формула арқылы есептеуге болады:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} , \quad (8.2)$$

Мұнда  $k_s$  - 3.6 Кестесі арқылы қабылданады. ҚР ҚН EN 1993-1-8;

$n$  - қосылатын элементтердің үйкелу беттерінің саны;

$\mu$  – ҚР ҚН EN 1993-1-8. 3.7 топтағы сілтеме стандарттарда көрсетілгендей беттегі сынақтың қорытындылары арқылы қабылданатын үйкелу коэффициенті,

8.1.6.1.3 8.8. және 10.9 қаттылығы бар бұрандамалар үшін 4 топтағы сілтеме стандарттарға сәйкес (1.2.4 ҚР ҚН 1993-1-8 қара), бақылау созылмалы , 7 топтағы сілтеме стандартқа сәйкес (1.2.7 ҚР ҚН EN 1993-1-8 қара), алдын ала созылмалы  $F_{p,C}$  ҚР ҚН EN 1993-1-8 (3.6) Формуласы сәйкес қабылдау қажет.

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (8.3)$$

### 8.1.6.2 Созылу және жылжу сәйкестігі

8.1.6.2.1 Аталған Тармақ ҚР ҚН EN 1993-2 ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.9.2 (1) - (2) Тармақ іне негізделген.

8.1.6.2.2 Егер фрикциондық қосынды жылжымалы күштен басқа  $F_{v,Ed}$  немесе  $F_{v,Ed,ser}$  созылмалы жігерді  $F_{t,Ed}$  немесе  $F_{t,Ed,ser}$  қабылдайды, онда үйкелу бетіндегі бір бұрандамалармен бір бұрамамен тартылған ауытқуды келесі формула арқылы анықтау қажет:

а) В категориясының қосындылары үшін

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} , \quad (8.4)$$

б) С категориясының қосындылары үшін

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (8.5)$$

8.1.6.2.3 Егер иілгіш кезеңі бар қосынды болса, байланыс күші бар қысылған аумақта созылмалы аумақта біркелкі болады, онда ауытқуға қабілетті байланыс беттері төмендетіледі және ауытқу талап етілмейді.

### **8.1.6.3 Қиыстырылған қосындылар**

8.1.6.3.1 Аталған тармақ ҚР ҚН EN 1993-2 3.9.3(1) Тармағына және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.9.3 (2) Тармағына негізделген.

8.1.6.3.ҚР ҚН EN 1993-1-8 2.4.(3) Тармақтарының талаптарынан басқа 8.8. және 10.9 қаттылығы бар алдын ала бұрамалы бұрандалар ауытқуға қабілетті фрикциондық ретінде есептелгенде (С категориясы , ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.4 Тармақты қара) дәнекерленген тігістермен біріккен жағдайда ауытқу ұсынылмайды.

### **8.1.7 Бекітпе бөлшектер үшін тесіктердің есебі**

#### **8.1.7.1 Жалпы ережелер**

8.1.7.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ і ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.10.1 (1) Тармақ іне негізделген. Құрылғының элементтерін есептеуде тесіктердің есебін ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес жүргізілуі тиіс.

#### **8.1.7.2 Жұлып алу бөлшектерінің есебі**

8.1.7.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 Тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.10.2 (1), (2) және (3) Тармақтарына негізделеді, онда заттардың есептеу ережесінің затты жұлуының есебінің шеткі аумағы көрсетілген.

#### **8.1.7.3 Иілгішпен созумен жұмыс жасайтын бұрыштардағы элементтер**

Жалғыз бұрыштардағы жағдайы, бір сөреге жабыстырылған және ҚР ҚН EN 1993-2 8.1.7.3 Тармағында көрсетілген симметриялы бекітпелі құрамдары ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.3 (1) және (2) Тармақтарына негізделеді.

#### **8.1.8 Жұлып алушы күштер**

Егер ол ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.11-ші Тармағына сәйкес (EN 1993-2-ші ҚР ҚН 8.1.8-ші Тармағын қара) пайда бола алса созушы күш қабылдайтын бекіткіштер үзуді қосымша күшті әсерге тексеру керек. Анықталмаған формадағы есептеудің ҚРдың ҚНларының 6.2.4-ші Тармағында EN 1993-2 келтірілген ережелері үзуді күштерді есепке алады.

### **8.1.9 Көтеру қабілеті бойынша бірінші шекті күйде бекіткіштердің арасындағы күштердің үлестірілуі**

8.1.9.1 Көтеру қабілеті бойынша бірінші шекті күйде бекіткіштердің арасындағы күштердің үлестірілуі осы оқу құралындағы 8.1.9.2-8.1.9.3 Тармақтарға сәйкес есепке алуға керек

8.1.9.2 ҚР ҚН EN 1993-2, 8.1.9(1) шы Тармағы ішкі күштерді үлестірілу айнарудың ортасынан пропорционалдық қашықтыққа болса, қосуға күш моментін қоса тіркелетінін талап етеді.

8.1.9.3 ҚР ҚН EN 1993-2 8.1.9 (2) Тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-8. 3.12 (3) Пунктіне негізделеді. Жылжуды тек қана күшті қосуға әсерде эксцентриситетсіз, бекіткіштердің арасындағы күшті үлестірілу бір өлшем және беріктіктің бір сыныбының бір қалыпты не шарт кезінде барлық бекіткіштері санауға болады.

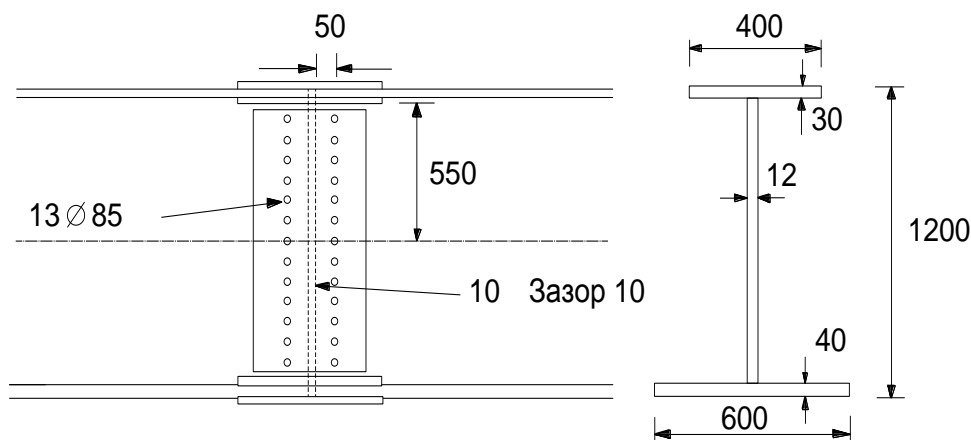
### 8.1.10 Штифтік қосу

Штифтік қосуды – ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.13.1(1) – 3.13.1(4) және 3.13.2(1) – 3.13.2(3) Тармақтарына сәйкес есептеу қажет.

МЫСАЛ 17 Айқастыра істелінген бұрандалы қосулары бар бөренені есептеу

Айқастыра істелінген бұрандалы қосулары бар бөрене 8.1 Суретте. Барлық табактары – 27772-88 MEMСТ бойынша С345 болаттан жасалған және шығарушы барлық бекітпелерге 8.8 м24 классты бұрамаларды қолданғысы келеді. Айқастыра жалғаулы тұрған орынындағы есепті мәліметтері (а) қалыпты пайдалануға жарамдылық бойынша (б) көтеру қабілеті және шекті күй бойынша есептеледі.

	(а)	(б)
Июші момент (кНм)	1222	870
Көлденең күш (кН)	1000	710
Қима кедергісінің модулі, W, жоғары сөренің ортасына (mm <sup>3</sup> )	$1.755 \times 10^7$	$1.755 \times 10^7$
Қима кедергісінің модулі, W, жоғарғы қабырға үшін (mm <sup>3</sup> )	$1.792 \times 10^7$	$1.792 \times 10^7$
Қима кедергісінің модулі, W, қабырғаның негізіне (mm <sup>3</sup> )	$3.007 \times 10^7$	$3.007 \times 10^7$
Қима кедергісінің модулі, W, төменгі сөренің ортасына (mm <sup>3</sup> )	$2.871 \times 10^7$	$2.871 \times 10^7$



8.1 – Сурет Мысал үшін бөрене 17

Бұрандаманың көтеру қабілеттерін (а) және (б) нұсқаларында есептеуді талап етеді.

Жылжу мағынасы сыни болмағандықтан, болттар В категориясы сияқты ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4.1 Тармақ іне сәйкес жобалануы мүмкін.

Болттардың фрикциалық табандылығы (б)

ҚР ҚН EN 1993-1-8 (3.6) формуласынан:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

Мұнда

$k_s = 1.0$  (ҚР ҚН EN 1993-1-8–3.6 Кестесі, қалыпты рұқсаты бар тесік);

$n = 2$  (болттар екі есе кесікте);

$\mu = 0.50$  (ҚР ҚН EN 1993-1-8–3.7 Кестесі, А тобының беті);

$\gamma_{M3} = 1.1$  (ҚР ҚН EN 1993-2, 6.1 кесте).

$F_{p,C}$  – алдын ала керіліс тең  $0.7 f_{ub} A_s$  (ҚР ҚН EN 1993-1-8 (3.7) Формуласы).

Алдын ала тартылған 8.8 болттарын пайдалана м24 болттары үшін  $f_{ub} = 800$  МПа,  $A_s = 358$  мм<sup>2</sup> табамыз

$$F_{p,C} = 0.7 \times 800 \times 358 \times 10^{-3} = 200.5 \text{ кН}$$

Сонда

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{1.0 \times 2 \times 0.5 \times 200.5}{1.1} = 182.3 \text{ кН екі есе кесікте (б)}$$

Жылжуды жазықтық бойынша кесікке көтеру қабілеті

Болттар жылжитын жерлерде (а) жылжуды жазықтық бойынша кесікке көтеру қабілеті тексерілуі тиіс.

ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4 кестесінен (бір беттегі кесік):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Мұнда

$\alpha_v = 0.6$  (3.4 Кесте ҚР ҚН EN 1993-1-8 –8.8. болттардың топтары);

$f_{ub} = 800$  МПа (3.1 Кестесі ҚР ҚН EN 1993-1-8);

$A$  – кесінді есебіндегі аумақ 358 мм<sup>2</sup> тең м 24 болттары үшін;

$\gamma_{M2} = 1.25$  (6.1 Кестесі ҚР ҚН EN 1993-2);

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 358}{1.25} = 137.5 \text{ кН жылжудың бетінде}$$

Болттар екі есе кесікте болғандықтан, беттерінің саны 2. Сондықтан да болттың кесікке атқаратын қабілеті  $= 2 \times F_{v,Rd} = 274.8$  кН

Болттардың арасындағы минималды арақашықтық. (3.3 кесте ҚР ҚН EN 1993-1-8)

Шетіне дейінгі арақашықтық:

$e_1$  и  $e_2 = 1.2d_0 = 1.2 \times 26$  мм, яғни, кесік диаметрі 31.2 мм тең.

Шеті үшін минималды арақашықтықты пайдалана отырып 40мм және соңы үшін 50 мм минималдық арақашықтық.

Арақашықтық:

$p_1 = 2.2d_0 = 2.2 \times 26$  мм, яғни кесік диаметрі 57.2 мм тең

$p_2 = 2.4d_0 = 2.4 \times 26$  мм, яғни, кесік диаметрі 62.4 мм тең

минималды арақашықтықты қолданылады 75 мм.

Болттың жаншылуына көтеру қабілеті

Есептен (ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.4 кестесі, мыжылуы):

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

Мұнда:



$\alpha_b$  -  $\alpha_d$ ,  $f_{ub}/f_u$  минималды немесе 1.0;

$f_{ub}$  - Болттың қаттылық шамасы 800 МПа тең (ҚР ҚН EN 1993-1-8, 3.1 Кесте);

$f_u$  - Парақтың қаттылық шамасы 490 МПа тең (EN 10025).

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1.63$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \text{ шеткі болттар} = \frac{50}{3 \times 26} = 0.64$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ ішкі болттар} = \frac{75}{3 \times 26} - \frac{1}{4} = 0.71$$

$$k_1 \text{ 2.5 ден кіші немесе } 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \text{ шеткі болттар} = 2.8 \frac{40}{26} - 1.7 = 2.61 \text{ сонда } k_1 = 2.5$$

$$k_1 \text{ 2.5 ден кіші немесе } 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \text{ ішкі болттар} = 1.4 \frac{75}{26} - 1.7 = 2.34$$

Консерваторлы қабылдаймыз  $\alpha_b$  және  $k_1$  0.64 ретінде және 2.34 барлық болттарға сәйкес мұнда :

$d$  - Болттың диаметрі (24 мм);

$t$  - Мыжылу қысымына қарсы тұратын парақтардың қалыңдығы. . Болттар екі есе шығын кесікте болып,  $t$  негізгі парақтың жуандығынан немесе негізгі парақтан екі жағына түйістіру парақтарының толық жуандығына кішірек теңеле алады.

12 мм қалыңдықты жапсырмалы парақтарды қабылдай отырып, арқалықтың қабырғасының түйістіруін қосу үшін болттың жаншылуына көтеру қабілетін аламыз (бөрененің қабырғасының қалыңдығы есептеуге болады):

$$F_{b,Rd} = \frac{2.34 \times 0.64 \times 490 \times 24 \times 12}{1.25} = 169 \text{ кН}$$

Сондықтан, болттардағы қабырғасындағы көтеру қабілеті (кризистік көтеру қабілеті) 169 кН тең.

(а) жаншылып көтеру қабілеті болғандықтан - кесікке көтеру қабілеті іс жүзінде азырақ, арқалықтың қабырғасының түйістіруін қосу үшін кризистік болып табылатынын байқауға болады. Болтқа аяқтан қашықтығын үлкейте келе бұл жерде кризистік болуы мүмкін (б), бірақ бұл осы мысалда істелмеген. Негізгі парақ әлдеқайда көп шомбалдан болғандықтан, жаншылу сөрелер үшін кризистік болмайды Алайда қысқалықтар үшін, осы мысалда, сонымен бірге болттардың сөрелер саны (а) қабырға үшін не жаншылуға көтеру қабілетін қолданғанда анықталады.

Сөредегі болттар

Болттармен берілетін жоғары сөредегі жігер тең

$$\frac{1222 \times 10^6 \times 12000}{1.755 \times 10^7} = 836 \text{ кН}$$

Қажетті болттар саны  $836/169 = 4.7$ , яғни жоғары сөреде кемінде 5 болт қолданамыз.

Төменгі сөредегі жігер, болттармен берілетін Жоғары сөреде қолданылатын болттар:

$$\frac{1222 \times 10^6 \times 24000}{2.871 \times 10^7} = 1022 \text{ кН}$$

Қажетті болттар саны  $1022/169 = 6.04 - 6$  болт жеткілікті.

Қабырғадағы болттар

8.1-1 Суретінде көрсетілгендей болттарды орналастырып көреміз. (Аздап көбірек жаншылуға көтеру қабілетінің есептеу қабылданған тік интервалдары не атап өтеміз, бірақ бұл (а) кризистік болып табылғаны туралы қорытынды жасалды).

$$Z \text{ сыртқы болттікі тең } \frac{\sum z^2}{z_{\max}} = \frac{2(85^2 + 170^2 + 255^2 + 340^2 + 425^2 + 510^2)}{510} = 2578 \text{ мм}$$

Қабырғаның жоғары жағындағы қысым:

$$-\frac{1222 \times 10^6}{1.792 \times 10^7} = -68.2 \text{ МПа}$$

қабырғаның аяқ жағындағы қысым (а):

$$\frac{1222 \times 10^6}{3.007 \times 10^7} = 40.6 \text{ МПа}$$

Қабырғадағы осьтік күш:

$$N_{\text{қабырға}} = 0.5(68.2 - 40.6) \times 1130 \times 12 = 187 \text{ кН}$$

Қабырғадағы иілу кезеңі:

$$M_{\text{қабырға}} = \frac{0.5(68.2 + 40.6) \times 1130^2 \times 12}{6} = 139 \text{ кНм}$$

Қабырғадағы көлденеңінен тұрған сыртқы болттағы максималды күш

$$= \frac{M_{\text{қабырға}}}{Z_{\text{болты}}} + \frac{V_{\text{қабырға}} \cdot e_{\text{болты}}}{Z_{\text{болты}}} + \frac{N_{\text{қабырға}}}{\text{болттар саны}} = \frac{139 \times 10^3}{2578} + \frac{1000 \times (50 + 5)}{2578} + \frac{187}{13} = 89.6 \text{ кН}$$

Қабырғадағы болттардың тігінен күші:

$$\frac{V_{\text{қабырға}}}{\text{болттар саны}} = \frac{1000}{13} = 76.9 \text{ кН}$$

Болттағы қорытынды максимал күші көлденең және тік күштердің векторлық сомасына теңеледі:

$$\sqrt{(89.6)^2 + (76.9)^2} = 118 \text{ кН} < 169 \text{ кН}$$

Қабырғаның болттары талаптарға сәйкес келеді, және болттардың санның қысқартуы үшін потенциал болады.

Сонымен бірге неттоны қима ауданының тексеруі түйістіру парақтары және негізгі парақтардағы болттық саңылаулары және қабырғада және созылған полкке іске асырылуы керек. Созылған сөре ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3 Тармағы бойынша және ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.2 Тармағымен және үзуге сәйкес неттоны қимасы ауданының кедергісіне тексеруі керек. Болттардың тобы кесік ретінде айналмаға душар болатындығынан, шеткі аймақтың материалының есептеуі үшін ережелер осы жағдайда өзгеріссіз қолданылу керек. Бұл дегенмен кризистік болып табылмайды. Егер шеткі аймақтың негізгі материалы қазып кеткен сияқты ескерген сипатта, жылжулы қабырғаның жазықтығынан тік барлық болттар арқылы өтетін жазықтық таратуда барлық болттар арқылы кедергінің аласалауына әкеліп соқтырады, Сондықтан айналма және жылжуды тексеру қабырғаның неттосын қиманың ауданында және түйістіру парақтарын орындау үшін ұсынылады. Егер саңылауларды толық шегерсе, неттоны қабырғаның қимасының қасиеті шығады:

$$A = 9504 \text{ мм}^2$$

$$W = 1.790 \times 10^6 \text{ мм}^3$$

қабырғадағы максималды қысымы (а):

$$\frac{139 \times 10^6}{1.790 \times 10^6} + \frac{187 \times 10^3}{9504} = 97 \text{ МПа}$$

жанама қысымы (а) тең:

$$\frac{1000 \times 10^3}{9504} = 105 \text{ МПа}$$

Бұл жігерлер Мизес қысымының эквиваленттік критерийін қолдану арықылы тексеріледі, ҚР ҚН EN 1993-1-1, 6.1 Тармақ

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 = \left( \frac{97}{345/1.0} \right)^2 + 3 \left( \frac{105}{345/1.0} \right)^2 = 0.34 \leq 1.0$$

Бөрененің қабырғалары талаптарға сай. Осындай тексерулер түйістірілген парақтар үшін де жүргізілуі тиіс.

## **8.2 Дәнекер қосындылар**

### **8.2.1 Геометрия және көлемдері**

8.2.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.1 Тармақ і 4.3.1(1) – (2) Тармағы дәнекер тігістерінің түрлері үшін, 4.3.2.1(1) – (6) Тармақ бұрыштағы дәнекерлер тігістері үшін, 4.3.3(1) – (4) Тармақ і екіжақты бұрыштағы дәнекерленген тігістер үшін, 4.3.5(1) – (2) Тармақ үзік үзік дәнекер тігістері үшін және 4.3.6 (1) Тармақ і ҚР ҚН EN 1993-1-8 шеттердің мүшелеуі бар дәнекер жіктері үшін (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.1.1 – 8.2.1.6 Тармақтарын қара) Тармақ теріне негізделеді.

8.2.1.2 Бұрыштық, айналма бұрыштық, түйістіру, тығын дәнекерлеу жіктерінің геометрия және өлшемі, сонымен бірге конусты саңылауы бар дәнекер жіктерін (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.1 Тармақ ті қара), ҚР ҚН EN 1993-1-8. 4.3 (1) – (2) Тармақтарына сәйкес анықтау қажет.

8.2.1.3 8.2.1.2 бөлімі ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.3.2.1(1)-(6) Тармақтарына негізделеді. Бұрыштық дәнекер жіктері дәнекерленетін беттері градустар бұрыштардың астында 60тан 120ға дейінгі аралықта орналастырған бөлшектерді Қосу үшін қолдануға ұсынылады.

8.2.1.4 Үзік үзік бұрыштық дәнекер тігістеріне қойылатын талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-2 8.2.1.2.2 Тармақшасында және ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.3.2.2 Тармақ інде келтірілген.

8.2.1.5 8.2.1.3-8.2.1.6 Тармақшаларында айналма бұрыштық, түйістіру, тығын дәнекерлеу жіктеріне, сонымен бірге конусты саңылауы бар дәнекер жіктеріне қойылатын талаптары келтірілген. Аталған бөлімдер ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.3.3, 4.3.4, 4.3.5, 4.3.5, 4.3.6, Тармақ теріне негізделеді, онда қолдану туралы, геометрия есебі және мөлшері туралы нақты талаптар көрсетілген.

### **8.2.2 Құрыштан жасалған астардың қолдануымен дәнекерлеу**

8.2.2.1 Құрыштан жасалған астардың қолдануымен дәнекерлеуді есептеу ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.2 Тармағына сәйкес келетін, ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.4(1), (2) және (3) Тармағына негізделеді.

8.2.2.2 Құрыштан жасалғаны астардың қолдануымен дәнекерлеудің жанында, соңғы дәнекерленетін бөлшекті бетімен бірдей қылып тегістеу керек. Екі бөлшектерді дәнекерлеудің жанында қажетті жіктің тиісті катетінің күшті берілу үшін қажетті дәнекерлеу жігінің катетінің жуандығы болатын астар арқылы астардың тең жуандығын аз мәнге дейін үлкейту керек. Екі бөлшектерді дәнекерлеудің жанында жуандығы тең немесе қажетті әрбір бөлшекті күшті берілу үшін қажетті дәнекерлеу жігінің катеті көбірек есепті күшті берілу үшін қажетті катет астарға қажетті дәнекер керек болатын астар арқылы дәнекерлеу қажет.

### **8.2.3 Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің есепті көтеру қабілеті**

8.2.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.3 Тармақғы ҚР ҚН EN 1993-1-8. 4.5 Тармағына негізделеді.

8.2.3.2 Ұзындықты және пісіру жігінің тиімді жуандығын ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.1 – 4.5.2 Тармақтардың талаптарымен сәйкес қабылдау керек, сондай ақтолық күйігі бар

бұрыштық дәнекер жігінің есепті көтеру қабілеттері анықтауда жіктің жуандығының үлкеюі есепке алынуы керек, сол алдын ала сынау тиісті күйікке үнемі жететінін растайды.

8.2.3.3 Бұрыштық дәнекер жіктерінің көтеру қабілетінің анықтауы бойынша талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-8, 4.5.3 Тармақпен, жіберілген (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.2 Тармақшасын қара) немесе жеңілдетілген (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.3 Тармақшасын қара) әдіспен сәйкес қабылдау керек

8.2.3.4 Егер 4.5.3.2 (6) Тармақтың шарттары орындалса бағытталған әдіс бойынша есепті көтеру қабілеті жеткілікті мұнда  $f_u$  - әлсіздеу жалғастырылатын элементтің созылуына уақытша кедергінің атаулы мәні,  $\beta_w$  - ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.1 Кестесі бойынша қабылданатын түзету коэффициенті

8.2.3.5 ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.2 Тармағына альтернатива ретінде егер оның ұзындығы бойынша әрбір нүктесінде дәнекер жік берілетін жеке ұзындықтардың күш-жігер тең әрекеттенетін болса, бұрыштық дәнекер жігінің есепті көтеру қабілетінің ықшамдалған әдісі үшін жеткілікті санау ұсынылады, шартын қанағаттандырады:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd},$$

Мұнда  $F_{w,Ed}$  - дәнекер жігінің ұзындығының бірлік жұмыс істейтін сыртқы күштердің есептік мәні,  $F_{w,Rd}$  - дәнекер жігінің ұзындығының бірлігіне көтеру қабілетінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.3 Тармақшасының (4.3) – (4.4) формулаларымен анықталады.

## 8.2.4 Үздіксіз бұрыштық дәнекер жігінің есепті кедергісі

Үздіксіз бұрыштық дәнекер жігінің есепті кедергісін (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.4 Тармақ ін қара), ҚР ҚН EN 1993-1-8, 4.6 (1) Тармағы бойынша анықтау қажет. ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5 Тармағының кез келген әдісіні қолдану қажет, жіберілген әдіс (4.5.3.8 Тармақшасын қара), жеңілдетілген әдіс (4.5.3 Тармағының 4.5.3.3 Тармақшасын қара)

## 8.2.5 Түйістіру дәнекер жігінің есепті кедергісі

### 8.2.5.1 Толық ерітумен түйістіру тігісі

Толық күйігі бар түйістіру дәнекер жіктерінің есепті көтеру қабілетін (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.5.1 Тармағын қара) ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.7.1 Тармақпен сәйкес анықтау қажет және жалғастырылатын бөлшектердің өзі әлсізін тең есепті көтеру қабілетін қабылдау керек, дәнекерлеу не шарт кезінде жіктің металдың аққыштық шегі бар дәнекер жігінің үлгілері және созылуға уақытша кедергімен алынуға мүмкіндік беретін тиісті дәнекерлегіш материалдардың қолдануымен кем дегенде орындаған, негізгі металл үшін тең тиісті мәндерге ие болады.

### 8.2.5.2 Толық емес ерітумен түйістіру тігісі

8.2.5.2.1 Толық емес ерітумен түйістіру тігісін (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.5.2 Тармағын қара) ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.7.2 Тармақ іне сәйкес есептеу қажет.

8.2.5.2.2 Толық күйігі бар бұрыштық дәнекер жіктерін есептеу үшін түйістіру дәнекер жіктерінің есепті көтеру қабілетін ҚР ҚН EN 1993-1-8, 4.5.2(3) Тармақ келтірілген әдіспен анықтау керек.

8.2.5.2.3 Толық емес күйігі бар түйістіру дәнекер жігінің жуандығы күйікті тұрақты мүмкін тереңдік үлгілердің сынауында аспауы керек ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.2(3) Тармағын қара.

### 8.2.5.3 Таврға Қосудағы түйістіру дәнекер жіктері

Таврға дәнекерленген Қосудың толық емес күйігі бар екі пісіру жіктерінің есепті көтеру қабілетін анықтау (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.5.3 Тармақ іне қара) , ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.7.3. Тармағына сәйкес, осы жіктер не - толық ерітуді тиімді дәнекерлеу жігі екені есептеліп талап етіледі (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.7.1 қара. Бұл шарттар егер қолданылатын тұстасқан парақтан тның жуандығы және қайнатылмаған саңылау көбірек дәнекер жіктерінің біріккен биіктіктері -  $t/5$ тің немесе 3 мм ден кішірек болса қолданыла алады.

### 8.2.6 Нүктелік дәнекер жігінің есепті кедергісі

Аталған Тармақ ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.8 (1) Тармақ іне негізделеді. Тығын дәнекер жігінің көтеру қабілетінің (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.3.3Тармақ і) есептік мәні  $F_{w,Rd}$ формула бойынша анықтау керек:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d}A_w$$

мұнда  $f_{vw,d}$ —ҚР ҚН EN 1993-1-8, 4.5.3.3(3) Тармақта келтірілген жылжуға дәнекер жігінің есепті кедергісі,

$A_w$ — жіктің қимасының есепті ауданы, саңылауды тең ауданмен қабылданады

### 8.2.7 Күштердің үлестірілуі

8.2.7.1 Күштердің үлестірілуі (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.7 Тармақ қара) ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.9 Тармақ іне сәйкес есептеу талап етіледі.

8.2.7.2 Күштердің дәнекерленген Қосуындағы үлестірілу ҚР ҚН EN 1993-1-8 2.4 и 2.5 Тармақтармен серпімді немесе майысқақ сәйкестікте жұмыс істеуді жорамалда қабылдануы керек.

8.2.7.3 Күштердің дәнекерленген Қосуындағы үлестірілуге қосымша талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.9 (2) – (7)-ші Тармақта келтірілген

### 8.2.8 Нығыздалған сөрелермен қосу

Қосу көтеру қабілетінің тексеруі үшін анықтап алған ережелер (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.8 Тармақ ін қара) нығыздалған сөрелер ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.10 Тармақ бойынша анықталады.

### 8.2.9 Ұзын қосулар

8.2.9.1 Ұзын қосулардың есебі (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.9 т. қара), аталған әдіснаманың ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.11 Тармағына негізделеді және 8.2.9.2 – 8.2.9.5 Тармақтарында келтірілген.

8.2.9.2 Бұрыштық дәнекер жігінің көтеру қабілетінің есептік мәнін айқастыра жалғауда төмендететін коэффициентке  $\beta_{Lw}$ , өркендету жіктің барлық ұзындығы бойынша кернеулерді бір қалыпты үлестірілуді есепке алу қажет.

8.2.9.3 Егер дәнекер жігінің ұзындығы бойынша кернеулерін үлестірілуі негізгі металл кернеулерінің жабысып тұратын онына үлестірілуіне сәйкес келсе, (Мысалы құрама қос таврлы арқалықты қабырғаға сөрелер дәнекерлеуде), 4.11 келтірілген шарттарды орындамау қажет.

8.2.9.4 Төмендететін коэффициенттің  $\beta_{Lw150a}$  ұзындығымен айқастыра жалғауларының дәнекер жіктері үшін тең коэффициентіне  $\beta_{Lw1}$ , анықталатын формула бойынша қабылдау керек:

$$\beta_{Lw} = 1,2 - \frac{0,2L_j}{150a} \text{ мұнда } \beta_{Lw1} \leq 1,0$$

Мұнда  $L_j$  — күш айқастырудың бойлай ортақ ұзындығы

8.2.9.5 Шылқыған қима элементтеріндегі көлденең қаттылық қырлары ұзындығы 1,7 м жоғары болса, төмендететін коэффициент  $\beta_{Lw}$  формула арқылы анықталатын  $\beta_{Lw2}$ , коэффициентіне тең болуы тиіс:

$$\beta_{Lw2} = 1,1 - \frac{L_w}{17} \text{ мұнда } \beta_{Lw2} \leq 1,0 \text{ и } \beta_{Lw2} \geq 0,6$$

мұндағы  $L_w$  — дәнекер тігістің ұзындығы, м.

### 8.2.10 Бұрыштық дәнекер жігі немесе ортадан тыс жүктемесімен толық емес ерітумен біржақты түйістіру тігісі

8.2.10.1 Бұрыштық дәнекер жігі немесе ортадан тыс жүктемесімен толық емес ерітумен біржақты түйістіру тігісі (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.10 Тармақ қара), аталған әдіснаманың ҚР ҚН EN 1993-1-8, 4.12 (1) және (2) және 8.2.10.2 - 8.2.10.3 Тармақшаларына негізделеді.

8.2.10.2 Жергілікті эксцентриситетінің пайда болуы мүмкін барлық жағдайларда бой жасыру керек. Жергілікті эксцентриситеттің ықпалы (білікті күштің әсерінің сызығы туралы) келесі жағдайларда есепке алу керек:

а) егер дәнекер жігінің ұзына бойына өсі туралы қосымша тіркелген июші жағдай болса, дәнекер жігінің түбінің созылуына әкеп соқтырады. ҚР ҚН EN 1993-1-8; 4.9 а) Суретті қара .

б) егер дәнекер жігінің перпендикуляр ұзына бойына өс қосымша тіркелген созушы күш болса, дәнекер жігінің түбіндегі созушы күшті пайда болуына ікеп соқтырады. ҚР ҚН EN 1993-1-8; 4.9 б) Суретті қара.

8.2.10.3 Егер олар Ұлттық қосымшада ҚР ҚН EN 1993-1-8 келтірілсе орталықтан тыс жүктемемен қосымша нұсқаулары жобалауда қолдануы керек.

### **8.2.11 Бір сөремен бірлестірілген бұрыштар**

8.2.11.1 ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.11 Тармақ і ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.13 (1) – (3) Тармағында және 10.2.11.2 – 10.2.11.4 Тармақтарына негізделеді.

8.2.11.2 Дәнекерленген айкастыра жалғаудағы бұрышқа күшті қосымшаның эксцентриситетінің ықпалы бір сөренің бұрыштарының бекіткішінде көлденең қиманың тиімді ауданы есептеулеріндегі қолдануы оны қарай орталық жүктелген жолымен есепке алынуы керек.

8.2.11.3 Тең сөрешікті бұрыштар және қабырғалары тең емес, бекітілген кең сөремен, қиманың тиімді ауданы үшін бруттоның қиманың тең ауданын қабылдау ұсынылады.

8.2.11.4 Қабырғалары тең емес бұрышты көлденең қиманың беріктігі, бекітілген кішірек сөре бойынша есепті көтеру қабілеттерін анықтауда, тиімді ауданды сөрелер, қабырғалары тең емес бұрышты кішірек сөрелердің ені бар баламалы тең сөрешіктің бұрыш бруттосы көлденең қиманың тең ауданын қабылдау керек, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қара. Қысылған элементінің (ҚР ҚН EN 1993-1-1 қара) орнықтылығы бойынша көтеру қабілеттерін анықтауда бруттоның көлденең қимасының нақты ауданын қолдану керек.

### **8.2.12 Суық штампылауды аймақтағы дәнекерлеу**

8.2.12.1 Суық аймақтағы дәнекерлеуді (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.12 қара), ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.14 (1) Тармақпен сәйкес қарау керек.

8.2.12.2 Дәнекерлеуді суықтай майыстырылған аймақтың әрбір тарабынан 5t ұзындықтың бөлімшелерінің шектеріндегі (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.2 кестені қара) орындаудың жанында келесі талаптардың бірін өндіріп алуға ұсынылады:

а) суықтай майыстырылған аймақтар дәнекерлегіш жұмыстар басталғанға дейінгі нормалау суық деформацияланудан кейін душар қылған;

б) r/t қатынасы ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.2 Кестедегі мағынаны қанағаттандырады.

### **8.2.13 Қоставр профильдерінен құрылыс құралымдарының қосу талдауы**

8.2.13.1 Пішіндеулер және қоставр профильдеріндегі (ҚР ҚН EN 1993-2, 8.2.12) беріктіктің бағасы және (түйіндер) Қосу қаттылығының әдістемесі осы оқу

құралының 5 және 6 тарауларымен және ҚР ҚН EN 1993-1-8 8.2.13.2 - 8.2.13.3 Тармақтарымен сәйкес анықтау керек.

8.2.13.2 Қосудың Иілу мүмкіндігінің жалпы есебін қайда қосу керек болса, сонда қосу керек (ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.1Тармақ қара). Серпімді Қосу есептеуі үшін 7.1-ші кестесімен сәйкес классификациялайды

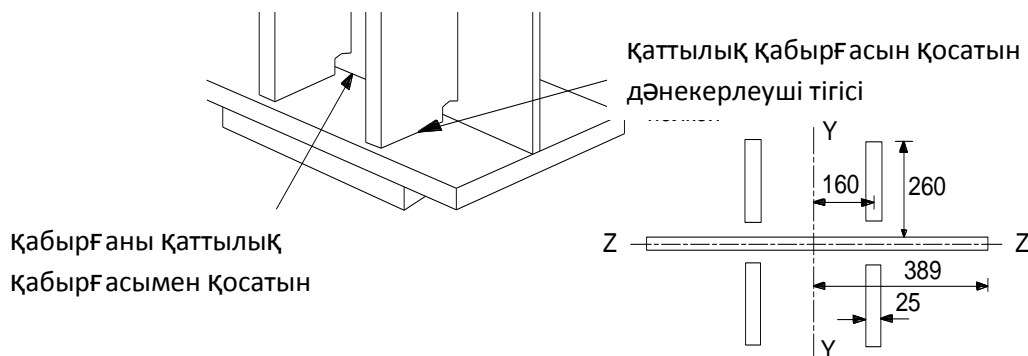
- а) Топсалы - топсалық номиналды қосылыс
- б) Қатты - элементтердің арасындағы толық қатты түйін
- в) Жартылай қатты - жартылай (қасында кейбір айналдырушы қабілеттілік түйіні бар) қаттысы.

8.2.13.3 Төселген көше тоғысқан жерлердің көпшіліктері қаттыланады, өйткені топсалы және қатты түйіндердің үлгілерін жасау оңай. Олар есептік сұлбаға икемділік элементтердің қолдануында керектен, жартылай қатты түйіндер, алайда, үлгі жасауға күрделірек. Көпірлер үшін жартылай қатты түйіндер ұсынылмайды

### 8.2.14 Тұйықталған профильдердің қосулары

Тұйықталған профильдердің Қосу қолдану облыс және есептеуі (ҚР ҚН EN 1993-2 8.2.14 қара), ҚР ҚН EN 1993-1-8 7 тарауға сәйкес анықтауға керек Ірі квадрат және тік төртбұрышты құбырлардан торлы құралымдардың жазық және кеңістіктің түйіндерінің есепті статикалық көтеру қабілетінің анықтауы үшін 7 бөлімнен ережесі есепке алу керек, сонымен бірге құбырлардың тіркесімен торлы құралымдардың жазық түйіндері, ашық профильдерді есепке алу қажет. Түйіндердің статикалық көтеру қабілетінің есептік мәндері июші моментке немесе білікті күш бойынша керегенің сырықтарының есепті көтеру қабілетінің максимал мәндері арқылы бейнеленген. Түйіндердің қаралатын түрлері ҚР ҚН EN 1993-1-8 7.1 Суретінде көрсетілген. Дөңгелек құбырлардың белдігі бар дөңгелек құбырлардан ақауларының түрі, және қоставрлардан белдіктердің тік төртбұрышты немесе дөңгелек қорқақтарынан ҚР ҚН EN 1993-1-8 7.2, 7.3, 7.4 Суреттерінде білікті күш немесе июші моменттің әсерінде көрсетілген. Әлсізберіктіктер бағасын ҚР ҚН EN 1998-1-9 сәйкес орындау керек.

МЫСАЛ 18 Қаттылық қырының жүк көтергіш дәнекер жіктерінің есептеуі



8.2 Сурет - 18 Мысалына Жүк көтергіш қаттылық қыры



Қаттылық қырының жүк көтергіш ауданының тиімді қимасы (қабырғаның сөресін дәнекерлеу үшін кесікті қоса) 8.2-1 Суретте көрсетілген. Қаттылық қырлары сәйкес толық байланысу үшін сөреге EN 1090-2 бекіткен, бірақ сөре қабырғаға бекітілмеген. Жүк көтергіш қаттылық қырларына сипаттама:

$$аудан = 37\,040\text{ мм}^2$$

$$I_{zz} = 5.83 \times 10^8\text{ мм}^4$$

$$I_{yy} = 1.33 \times 10^9\text{ мм}^4$$

Басты бөренедегі келесі жігерлер:

Көтеру қабілеті бойынша шекті күйдегі максимал реакциясы,  $N_{Ed} = 5000\text{ кН}$

Көтеру қабілеті бойынша шекті күйдегі максимал көлденең күші  $V_{Ed} = 3000\text{ кН}$

Максимал ұзына бойына эксцентриситеті = 50 мм

Максимал көлденең эксцентриситеті = 20 мм

Қабырғаға төменгі белдеу үшін ығысу ағымының серпімді параметрі  $A_z/I = 0.398 \times 10^{-3}\text{ мм}^{-1}$

Сөредегі қаттылық қырының пісіру жіктері және қабырғаға және сөрелердің Қосуларына есептеуге керек. Қаттылық қырының дәнекер жігі және сөрелер

Қаттылық қырындағы максимал кернеуі тең:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z} = \\ & = \frac{5000 \times 10^3}{37040} + \frac{5000 \times 10^3 \times 160 \times 50}{1.33 \times 10^9} + \frac{5000 \times 10^3 \times 20 \times 260}{5.83 \times 10^8} = \\ & = 135.0 + 30.1 + 44.6 = 209.7\text{ МПа} \end{aligned}$$

Егер бұрыштық пісіру жіктері ұзындықтың бірлігіне әрбір дәнекер жігіндегі сөйлеуші қаттылық қыры, күш екі жағына орналастырса:

$$P_T = \frac{209.7 \times 25}{2} = 2620\text{ Н/мм}$$

Формуласынан (ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.5.3.3 тарау)

$$\frac{1}{a} \left[ \frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right]^{0.5} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}}$$

Мұнда

$$K = \sqrt{\frac{3}{(1 + 2 \cos^2 \theta)}}$$

және

$f_u = 490\text{ МПа}$  (EN 10025);

$\beta_w = 0.9$  Кесте 4.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8;

$\gamma_{M2} = 1.25$  Кесте 6.1 ҚР ҚН EN 1993-2;

$P_T = 2620\text{ Н/мм};$

$P_L = 0\text{ Н/мм}$  (бойлық күште дәнекер жігі жоқ);

$\theta = 45^\circ$  ( $P_T$  тігінен қойылған), сондықтан  $K = 1.225$ ;

$a$  – дәнекер жігінің биіктігін теңдеуден анықтауға болады:

$$\frac{1}{a} \left[ \frac{2620^2}{1.225^2} + 0 \right]^{0.5} = \frac{490}{\sqrt{3} \times 0.9 \times 1.25}$$

Сонда,  $a = 8.5\text{ мм.}$ ) Демек, теңдеу тең 12 мм сөрелер ұзындығы 8.5 ммнің биіктігі бар дәнекер жігі қабылданады ( теңдестіру кризистік болып табылмайды.)

Қабырға және төменгі сөренің дәнекер жігі

дәнекер жігіне ұзына бойына көлденең күш:

$$P_L = \frac{3000 \times 10^3}{2} \times 0.398 \times 10^{-3} = 597 \text{ Н/мм}$$

Қабырғадағы көлденең кернеу тең:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z} \\ &= \frac{5000 \times 10^3}{37040} + \frac{5000 \times 10^3 \times 389 \times 50}{1.33 \times 10^9} + 0 \\ &= 135.0 + 73.1 + 0 \\ &= 208.1 \text{ Мпа} \end{aligned}$$

Қабырғаның жуандығы 20 мм,  $P_{T,T}$ ,  $P_{T,T}$  дәнекер жігіне тең:

$$\begin{aligned} &= \frac{208.1 \times 20}{2} = 2081 \text{ Н/мм} \\ & \frac{1}{a} \left[ \frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right]^{0.5} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} \\ & \frac{1}{a} \left[ \frac{2081^2}{1.225^2} + 597^2 \right]^{0.5} = \frac{490}{\sqrt{3} \times 0.9 \times 1.25} \end{aligned}$$

$a = 7.2$  мм сонда, демек, 11 мм сәресі 7.2 мм биіктігі бар дәнекер жігі қабылданады.

## 11 ШАРШАУ БАҒАСЫ

### 9.1 Жалпы ережелер

#### 9.1.1 Шаршау бағасына қойылатын талаптар

9.1.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 9.1.1 Тармаққа сәйкес Әлсіздіктерді бағаны барлық кризистік аймақтар үшін ҚР ҚН EN 1993-1-9 сәйкес өндіріп алу керек.

9.1.1.2 Шаршауды баға қатынаста қолданылмайды:

а) жаяу жүргіншілер көпірі, көпір-құбырөткізгіш немесе статикалық жүктемесі бар, егер мұндай көпірлер немесе олардың элементтері желдің жүктемелері немесе жаяулардың әсерімен тербелістерге душар болмаса;

б) Тербеліс тудыратын көліктік немесе желдік жүктемеге түспеген темір жол немесе автокөлік көпірлері

9.1.1.3 Жоғарыда көрсетілген жағдайлардағы Көпірлер дауылмен шақырылған тербелістерге ұшыраса да шаршауды баға қажет тетіледі. Бас себеп - борай олқылықтар, ҚР ҚН EN 1991-1-4 толық қарастырылған.

9.1.1.4 Әлсіздіктегі бағаны ҚР ҚН EN 1993-1-9 және ҚР ҚН EN 1993-2 сәйкес жүргізу керек.

9.1.1.5 ҚР ҚН EN 1993-2 9.1.2(2) Тармақ і не элементтердің шаршауын анықтауды есепке алу үшін ҚР ҚН EN 1993-1-9 есеп талаптары қойылған

#### 9.1.2 Шаршауға автомобиль жолының көпірлерінің есептеуі

Егер кері санақпен немесе сынаулармен дәлелдемесе EN 1993-2 автомобиль

жолының көпірінің барлық элементтері ҚР ҚН EN 9.1.2 (1) Тармағының талаптарына сәйкес шаршауға тексеру керек.

Ұлттық қосымшада шаршауға тексеру керек болмайтын ахуалдағы жөн-жобасы беріледі. Шаршауды бағаның реті ҚР ҚН EN 1993-2 9 Тарауымен және ҚР ҚН EN 1993-1-9 өткізу керек.

### **9.1.3 Шаршауға теміржол көпірлерінің есептеуі**

Шаршауға ҚР ҚН EN 1993-2 9.1.3 Тармағының талаптарына сәйкес толық тізім теміржол (болат элементтері және кризистік аумақтар) көпірінің барлық конструкциялық элементтерін тексеру керек.

### **9.2 Әлсіз жүктеу**

9.2.1 Әлсізжүктеуді осы оқу құралының ҚР ҚН EN 1993-2 9.2.1-9.1.2 және 9.2.1-9.2.6 Тармақтарымен сәйкес анықтау керек.

9.2.2 ҚР ҚН EN 1993-2 9.2.1 Тармақ талаптарына сәйкес желдің жүктемесі артынан циклдік жүктемелердің солқылдақ элементтері үшін көлік жүктемесі үлгілерінің анықтауы және ҚР ҚН EN1991-1-4 үшін ҚР ҚН EN 1991-2 есепке алу керек.

9.2.3 Шаршаудың бағалары үшін кернеулердің элементіндегі кернеулерді ерекше диапазонның циклдер саны және құлашты анықтап және содан соң құрыштан жасалған элемент бұл кернеулерді (осы оқу құралыны 9.6-шы Тармақтарын қара) Әлсізберіктікке негізделген циклдер санына қарсы тұра алғанын кепілдік беру керек. 9-1-ші төменде келтірілген мысал қайда онда қағида шаршауға оңай тексеруді мәліметті қолданып көрсетеді циклданың кернеулерді құлашының бір-ақ диапазоны бар.

9.2.4 Айнымалы қайтадан кернеулерге Майнераның бұзылуларды ережені қолданып сызықты жинақтауы тексеруге ұсынылуға душар болған құрыштан жасалған элементтердің Әлсізұзақ уақытқа жарамдылығы. Бұл ережелер төмендегіше құрастырады:

$$\sum_{i=1}^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1.0 \quad (9.1)$$

Кернеулерді ерекше диапазонның жүктеулерінің циклдер санының кернеу,  $n$  ерекше диапазондарының  $n$  саны, және кернеулерді ерекше диапазонның мәліметтегі Әлсізқиратуды шабуылға дейін жүктеулерін  $N_{Ri}$  циклдер саны. Мысалы 11-2-ші Майнера бұзылуларды сызықты жинақтаудың қолдану ережелерін көрсетеді.

9.2.5 Әлсізұзақ уақытқа жарамдылықтың есептеуі Көпір көпшіліктері үшін - күрделі процедура, өйткені әрбір құрыштан жасалған элементтегі кернеу жүктеменің спектрінен көлік құралдарының кездейсоқ орын ауыстыруы артынан өзгереді. Егер белгілі есептеудегі жүктеменің тәртіп болса автомобиль жолы немесе теміржол көпірінің Әлсізұзақ уақытқа жарамдылықтары бағаны Майнераны ережені қолданып анықтауға ұсынылады. Есептеу ағымында оның қызмет мерзімінің қозғалысы үшін әрбір жолақтарды қолданатын әртүрлі түрдің көлік құралдарының массаны және саны және жүктемелердің корреляциясын қосады. ҚР ҚН EN 1993-2 11.4.1(6) Тармақтың (ҚР ҚН EN1991-1-2 сілтемемен) шаршауды бағаны орындауға мүмкіндік береді, бірақ есептеу

жағдайлардың көпшілігінде оның есепті жұмыс жасау мерзімдері уақытында Көпірді пайдаланатын әр түрлі көлік құралдарының үлкен саны артынан күрделі болады.

9.2.6 ҚР ҚН EN 1993-2 9.2.2-ші тармақ және 9.2.3-ші Тармақтарына талаптарына сәйкес әлсіз жүктеменің қолдану ықшамдалған үлгілері ҚР ҚН EN 1991-2 ұсынылады, шаршауды бағаның жанында есептеулерді күрделіліктің кішірейтуі үшін автомобиль жолы және теміржол көпірлері үшін. Әлсізбір көлік құрал (пойыз) қиратуға әкеліп соқтырады. Көлік құралдан есепті кернеулер 2 миллион циклдер үшін, сол залал келтіретін бұл уақытында толық қызмет мерзімінің нақты қозғалыс кернеулерді бір диапазон үшін коэффициенттермен түзетуге арналған. Бұл жеңілдетулер баламалы бұзылуды кернеу деп аталады.

### 9.3 Шаршауды тексеру үшін сенімділік коэффициенттері

Циклдік жүктеме үшін тұрақты амплитуданың циклдерінің кернеулерінің баламалы құлаштары үшін сенімділік еселігін  $\gamma_{Ff}$  тең қабылдау керек. Шаршауға кедергі үшін сенімділік еселігі  $\gamma_{Mf}$  тең қабылдау керек. Кеңес берілетін мәндер ҚР ҚН EN 1993-1-9 3.1 кестесі бойынша қабылданады.

#### 9.1 Кесте - Шаршауды кедергі үшін сенімділік коэффициенттерінің ұсынылатын мағыналары

Бағалау әдісі	Бұзылу салдары	
	Кіші салдар	Үлкен салдар
бұзылуда жұмысқа қабілеттілік	1,00	1,15
қауіпсіз ресурс	1,15	1,35

### 9.4 Әлсіздіктегікернеулердің амплитудасы

#### 9.4.1 Жалпы ережелер

9.4.1.1 ҚР ҚН EN 1993-2 9.2.2-ші Тармақ немесе 9.2.3-ші Тармағында көрсетілген ықшамдалған әлсіз жүктеу үшін кернеулерді есепті амплитуданың анықтауын қолдануға келесі рет ұсынылады. Максимал кернеуі  $\sigma_{p,max}$  және ең төменгі кернеу  $m\sigma_{p,min}$  – ықпалдың салаларының бағасының жолымен анықтау керек. Кернеулерді бақылау амплитудасы  $\Delta\sigma_p$  кернеулерде негативті әсердің анықтаулары үшін формула бойынша анықталады:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (9.2)$$

9.4.1.2: Кернеулерді амплитуданың спектрін негативті әсерді  $2 \times 10^6$  циклге қатысты кернеулерді баламалы амплитудамен ұсынуға ұсынылады:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_p \quad (9.3)$$

мұнда  $\lambda$  - осы оқу құралының 9.5-ші Тармағында анықталатын негативті әсердің баламалықтарының коэффициенті.

$\Phi_2$  - баламалы негативті әсердің динамикалық коэффициенті.

9.4.1.3 Динамикалық коэффициенттің мәні  $\Phi_2$  теміржол көпірлері үшін ҚР ҚН 1991-2 сәйкес анықтауға ұсынылады.  $\Phi_2$  мәні циклдік жүктеменің үлгісіне қосқандығынан, автомобиль жолының көпірлері үшін 1.0 тең қабылдауға ұсынылады.

9.4.1.4 Әлсіз кернеудің спектрлері ҚР ҚН ҚР ҚН EN 1991-2 айтылғандай (ҚР ҚН EN 1993-1-9 қара) екінің бірі ретінде жүктеуді тарихтың бағасының негізінде анықтауға ұсынылады.

#### 9.4.2 Шаршауды талдау

9.4.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 9.4.2.1(1)-ші Тармағының талабы бойынша көтеруші құралымдар үшін ұзына бойына қаттылық қырларының талдауын, немесе (серпімді тіректерге кесілмейтін арқалығы) жеңілдету үлгісін қолданып өткізу керек. Арқалықтардың есептеуінде 9.4.2.2(1)-ші Тармақтың талаптарына сәйкес конструктивтік ойықтардың әсері есепке алыну керек.

9.4.2.2 Арқалықтар үшін үлгілер талдауда бас кернеулерге төсеніштің тақтасы және арқалықтың қабырғасының аралығында жүктемелердің әсерінің Вирендель арқалықтарының компоненттерінің деформациясына көлденең қаттылық қырлары бар арқалықтардың Қосулары, үлес туралы ҚР ҚН EN 1993-2 9.4.2.2-ші Тармағы бес тармақтарындағы сипатталған жағдайларының қабырғаны, жылжуды әсерге қаттылық қырларынан қатарды есепке алуға керек болады. 9.4.2.2(3) және (4) Тармақтарда ҚР ҚН EN 1993-2 9.4 Суретіндегі кризистік қималардағы кернеулердің бос тұруларын анықтауы үшін формула тура келеді.

#### 9.5 Шаршауды бағаның реті

##### 9.5.1 Шаршаудың бағасы

9.5.1.1 Егер қалыпты және жанама кернеулердің құлаштары үшін (8.1) шарт орындалса ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.1(1)-ші Тармағындағы шаршауын тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-9 8(1)-ші Тармақтың сәйкес керек болады. Шаршауды бағасы үшін ортақ теңдеулер EN 1993-2 баламалы бұзылуды әдісті қолданылатынын ойлайды. Кернеулердің нормалы және қатысты құлаштары үшін келесі шарттардың орындауы Әлсізжүктеуде тексеру керек.

а) қалыпты кернеу үшін:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.4)$$

б) Жанама кернеу үшін:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.5)$$

$\Delta \sigma_{E2}$  және  $\Delta \tau_{E2}$  сәйкесінше базасында кернеудің  $2 \times 10^6$  Әлсізбаламалы құлаштары болып табылады. Сәйкесінше  $\Delta \sigma_c$  және  $\Delta \tau_c$  — қатысты және қалыпты кернеулер үшін  $2 \times 10^6$  Әлсізқирағандық емес циклдер болып табылады. Олар ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.1-8.10 Кестелерінің элементтерінің дәрежелерімен анықталады.

9.5.1.2 ҚР ҚН EN 1993-2 жағдайында қатысты және қалыпты кернеулерін жиынтық әсердің қажетті тексеруі болмайды. Құрылыс нормалары бірлескен мәліметтерді тексеруді қамтамасыз етпейді, осы уақытта ҚР ҚН EN 1993-1-9 (2) 8-ші Тармағында белгінің негізінде жиынтық әсердің тексеруі талап етеді:

$$\left(\frac{\gamma_{MF}\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{MF}\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c}\right)^5 \leq 1.0, \quad (9.6)$$

керісі: ҚР ҚН EN 1993-1-98.8 и 8.9 кестелердегі мәлімдеп болғанша

## 9.5.2 Автомобиль жолының көпірлері үшін бұзылуды баламалықтың коэффициенттері

9.5.2.1 ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.2(1)-ші Тармағына сәйкес 80 мге дейін аралығы бар автомобиль жолының көпірлері үшін бұзылуды баламалықтың коэффициентін анықтау керек:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \text{ но } \lambda \leq \lambda_{\max} \quad (9.7)$$

Мұнда  $\lambda_1$  - көліктің қозғалысы артынан бұзылуды әсерті есепке алады және ықпалдың сызығының кризистік ұзындығынан тәуелді болады;

$\lambda_2$  - көліктің жүріс қарқындылығының коэффициенті;

$\lambda_3$  - Көпірдің есепті жұмыс жасау мерзімінің коэффициенті;

$\lambda_4$  - басқа жолақтар бойынша көліктің қозғалысының коэффициенті;

$\lambda_{\max}$  -  $\lambda$  шаршаулар шектің есепке алуымен максимал мәні

9.5.2.2 ҚР ҚН 1993-2 9.5.2(2) – 9.5.2(7) Тармағында есептеу, коэффициенттердің кестелік және график түрінде анықтауының процедураларына  $\lambda_1 - \lambda_4 \lambda_{\max}$  автомобиль жолының көпірлері үшін талаптар келтірілген. Коэффициентіт жеке алғанда  $\lambda_{\max}$  Әлсізкернеуді тиісті спектрді негізде анықтауға керек график түрінде, ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.2(7) Тармақша, 9.6 Сурет арқылы анықтаған жөн.

## 9.5.3 Теміржол көпірлері үшін бұзылуды баламалықтың коэффициенттері

Бұзылуды баламалықтың коэффициенті  $\lambda$  теміржол көпірлері үшін, сонымен қатар автомобиль жолының көпірлері үшін ұқсас әдіспен анықтау керек. Көрсетілген коэффициенттің 100 мге дейін аралықтары төмендегіше анықталады:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4, \text{ но } \lambda \leq \lambda_{\max} \quad (9.8)$$

мұнда  $\lambda_1$  - көліктің қозғалысы артынан бұзылуды әсерті есепке алатын және ықпалдың кризистік сызығының ұзындығынан тәуелді болатын арқалықтардың әр түрлі түрлері үшін коэффициент болып табылады. ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.3-ші Тармақ 9.3 немесе 9.4 кестесі және Ұлттық қосымша бойынша оның мәні анықтауға кеңес береді;

$\lambda_2$  - көліктің жүріс қарқындылығының коэффициенті, ҚР ҚН EN 1993-29.5.3(5) Тармақтың 9.5 Кестесімен анықталады;

$\lambda_3$  - көпірдің есепті жұмыс жасау мерзімінің коэффициенті. ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.3(6) Тармақтың 9.6 Кестесі бойынша  $\lambda_3$  мәндер қабылданады;

$\lambda_4$  - рельс матасынан ауыр жүктеме болса қосымша әлсіз қиратуды есепке алатын коэффициент.  $\lambda_4$  мәні ҚР ҚН EN 1993-2 9.7 Кестесі бойынша 9.5.3(7) Тармағы бойынша келтірілген;

$\lambda_{\max} = 1.4$  ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.3(9) Тармағынан алынған.

#### 9.5.4 Кернеудің жергілікті және глобалді диапазондарынан бұзылудың комбинациясы

Есепке алынуға тиісті доңғалақтардың жергілікті қысымдарынанғы төсеніштің құрыштан жасалған парақтарына глобалді және жергілікті әсертерді есептегенде  $\Delta\sigma_{E2}$  есепке алынады. Жергілікті және глобалді жүктеменің әсертерінің әсерлері арқалықтармен және доңғалақтардың қысымы қосымша жергілікті теріс иілістер шақыратын диафрагмалармен жапсарлас болатынында маңызды. Циклдік кернеулерден баламалы бұзылу глобалді және жергілікті әсерлер үшін бөлек анықталған және содан соң толық бұзылуды есептеу үшін жинақтайтын құрамалы өзара әрекеттесуді есепке алу үшін ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.4(1)-ші Тармақтың (9.16) Формуласын қолдану керек.

#### 9.6 Әлсізберіктік

ҚР ҚН EN 1993-2 9.6 Тармағына сәйкес әлсіз көпір беріктігін есептеу керек, ҚР ҚН EN 1993-1-9 тұрақтанады есептеу керек. ҚР ҚН EN 1993-1-9 7.1 Тармағы элементтердің бір үлгідегі дәрежелеріне сәйкес келетін S-N - нің қисықтарының топтамаларының кернеулердің номиналды құлаштарының шыдамдылығының шегі суреттейді. Құрыштан жасалған төсеніштің кризистік бөлімшелері үшін келтірілген ҚР ҚН EN 1993-2 9.8 Кестелерінде шаршауын бағасының дәрежесін қолданылуы керек.

МЫСАЛ 19 ҚР ҚН EN 1993-1-9 S-N-сы негізгі қисық әлсіздіктерді қолдану

Дәнекерленген құрыштан жасалған арқалықтың сөресі ҚР ҚН EN 1993-1-9 бойынша «125-ші бөлшекті дәреже» сияқты классификацияланады.  $5 \times 10^5$  циклдерінің әсерімен 200 МПа кернеулердің құлашы бар элемент. Осы мысал үшін  $\gamma_{Mf} = 1.15$  және  $\gamma_{Ff} = 1.0$  әлсіз беріктіктің тексеруінің шарттары келесі.

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}, \text{ мұндағы } \Delta\sigma = 200 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_R$  кернеудің қарқыны ҚР ҚН EN 1993-1-9 (9.3 Суретте көрсетілгендей) S-N қисықтар 125 бөлшектер категориясыларынан алынған немесе ҚР ҚН EN 1993-1-9 7.1 (2) мағынасынан алынған.

$$\Delta\sigma_R^3 N_R = \Delta\sigma_C^3 \times 2 \times 10^6$$

немесе

$$\Delta\sigma_R^3 N_R = 125^3 \times 2 \times 10^6$$

Мұндағы  $N_R = 500000$  алынған.

Бұдан

$$\Delta\sigma_R = \sqrt[3]{\frac{125^3 \times 2 \times 10^6}{500000}} = 198 \text{ МПа}$$

$$\frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}} = \frac{198 \text{ МПа}}{1.15} = 172 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma = 200 \times 1.0 = 200 \text{ МПа}$$

Сонда:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma > \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}$$

және сайып келгенде, Әлсіз беріктік қамтамасыз етілген болып табылмайды  
Сөре 172 МПа циклге кернеулерді құлаштың кішірейтуі үшін коррекцияны қажет етеді



### 9.1 Сурет - S-N қисық 125 бөлшектерінің категориялары үшін

МЫСАЛ 20 ҚР ҚН EN 1993-1-9 А Қосымшасынан ережені қолданып Пальмгрен-Майнерасының бұзылуларды жинақтауы шаршауды бағалау

Уақытша көпірдің конструкциясынан дәнекерленген бөлшегінен әлсізмінез-құлық ҚР ҚН EN 1993-1-9 7.1 Суретінің графиктерінің 36сын S-Nның қисығы, бөлшекті тиісті дәрежесі елестете алады. Уақытша Көпір 1, 2 және 5 тонналы массасы бар бір үлгідегі көлік құралдары үшін жобаланған. Көлік құралдарының әрбіріне дәнекерленген бөлшектердегі кернеулерін құлаштау келесідей орналасқан:

Көлік құралы 1-тонна салмағымен = 20 МПа

Көлік құралы 2-тонна салмағымен = 40 МПа

Көлік құралы 5-тонна салмағымен = 100 МПа

Паром орташа 50 көлік құралдарын тасиды - 2дің 1-шінің пропорциясы - және 5-тонналы көлік құралдары, сәйкесінше - қай күнге уақытша Көпір екі рет қолданады 70 %, 28 % және 2 % болып табылады. Бөлшек 40 жылдар мерзімді ұзақ уақытқа жарамдылық үшін бағаланады. Бір көлік құралы уақытша Көпірдің әрбір уақытында ала алады.  $\gamma_{Ff} = 1.0$  және  $\gamma_{Mf} = 1.15$  қабылданады. ҚР ҚН EN 1993-1-9 А Қосымшасынан Пальмгрен-Майнерасының бұзылуы жинақтауының ережелерінен:

$$\sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1.0$$

Көлік құралдарынан әрбір жүктеме бойынша циклдер санын толтыра суреттегі S-Nның қисықтарының 36сын бөлшекті дәрежесінен 11.2 алынған.

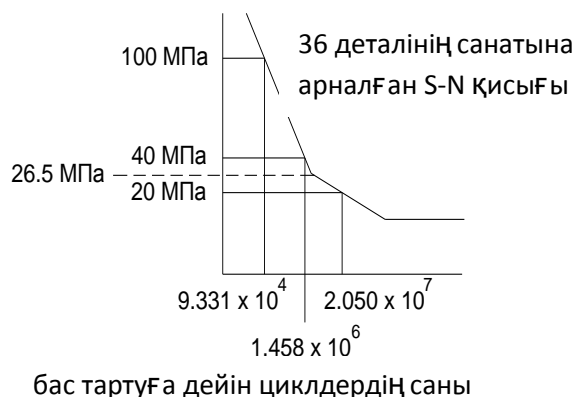
Шыдамдылықтың шегінің тұрақты амплитудасы  $\Delta\sigma_D$ , 5 миллион циклдерде болады. Сондықтан  $\Delta\sigma_D^3 N_R = \Delta\sigma_C^3 \times 2 \times 10^6$  немесе  $\Delta\sigma_D^3 \times 5 \times 10^6 = 36^3 \times 2 \times 10^6$  және  $\Delta\sigma_D = 26.5$  МПа МПа. Кернеулердің циклдерінің 100 МПа және 40 МПасы құлаштар, сәйкес шыдамдылықтың шегінің жоғары тұрақты амплитудасының бұзылуларын енгізеді  $\Delta\sigma_R^3 N_R = 36^3 \times 2 \times 10^6$  осы уақытта кернеулердің циклдерінің 20 МПасы сәйкес амплитуданың шыдамдылығының төменде тұрақты шегінің бұзылуларын енгізеді  $\Delta\sigma_R^5 N_R = 26.5^5 \times 5 \times 10^6$ . Жүктеуді циклдер санын толтыра келесі:

1Т көлік құралы (20 МПа) =  $2.05 \times 10^7$  циклдер толтыра



2Т көлік құралы (40 МПа) =  $1.458 \times 10^6$  циклдер толтыра

5Т көлік құралы (100 МПа) =  $9.331 \times 10^4$  циклдер толтыра



## 9.2 – Сурет S-N қисық, Категориясы үшін 36 Бөлшек

Келесі адым - қызмет мерзімі бойынша көлік құралдың әрбір түрі үшін жүктеменің циклдер саны есептеу.

Ағымында 40-жазғы қызмет мерзімінің көлік құралдарының саны шаманы құрайды:

күнге 2 реті x 50 көлік құралдары жылына x 365 күн x 40 жылдар

=  $1.460 \times 10^6$  көлік құралдары.

1-тонналық көлік құралдарының саны 70% құрайды оның

$1.460 \times 10^6 = 1.022 \times 10^6$  көлік құралы

2-тонналық көлік құралдарының саны 28% құрайды оның

$1.460 \times 10^6 = 4.088 \times 10^5$  көлік құралы

5- тонналық көлік құралдарының саны 2% құрайды оның

$1.460 \times 10^6 = 2.920 \times 10^4$  көлік құралы.

Пальгрема-Майнера ережесін қабылдай, табамыз:

$$\sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} = \frac{n_{1\text{тонна}} \gamma_{Mf} \gamma_{Ff}}{N_{1\text{тонна}}} + \frac{n_{2\text{тонны}} \gamma_{Mf} \gamma_{Ff}}{N_{2\text{тонны}}} + \frac{n_{5\text{тонн}} \gamma_{Mf} \gamma_{Ff}}{N_{5\text{тонн}}}$$

$$= \frac{1.022 \times 10^6 \times 1.15 \times 1.0}{2.05 \times 10^7} + \frac{4.088 \times 10^5 \times 1.15 \times 1.0}{1.458 \times 10^6} + \frac{2.920 \times 10^4 \times 1.15 \times 1.0}{9.331 \times 10^4}$$

$$= 0.057 + 0.322 + 0.360 = 0.74 < 1.0$$

сайып келгенде, Әлсізұзақ уақытқа жарамдылық қамтамасыз етілген болып табылады.

**МЫСАЛ 21** Автокөліктік көпірге  $\lambda_2$  көліктің қозғалыстың қарқынды коэффициентін есептеу

Көліктің жүріс қарқындылығының коэффициенті  $\lambda_2$  автомобиль жолының көпірі, келесі кестеде көрсетілген спектрді қолданып көлік құралы үшін анықталады. Қатарды жақын жол жағасына 500 000 көлік құралдары жыл сайын алып жүреді. ҚР ҚН EN 1991 4.5 Кестені пайдаланады

4.5 Кесте - көлікті құралдың спектрі

Салмағы (кН), $Q_i$	Көлік құралының саны, $n_i$ (миллион)	$n_i Q_i^5$
3680	10	$6.749 \times 10^{18}$
1520	30	$2.434 \times 10^{17}$
1610	20	$2.164 \times 10^{17}$
750	40	$9.492 \times 10^{15}$
1310	30	$1.157 \times 10^{17}$
680	70	$1.018 \times 10^{16}$
790	20	$6.154 \times 10^{15}$
630	280	$2.779 \times 10^{16}$
360	14500	$8.768 \times 10^{16}$
250	15000	$1.465 \times 10^{16}$
335	90000	$3.797 \times 10^{17}$
260	90000	$1.069 \times 10^{17}$
145	90000	$5.769 \times 10^{15}$
280	15000	$2.582 \times 10^{16}$
240	15000	$1.194 \times 10^{16}$
120	15000	$3.732 \times 10^{14}$
215	30000	$1.378 \times 10^{16}$
140	30000	$1.613 \times 10^{15}$
90	30000	$1.771 \times 10^{14}$
240	15000	$1.194 \times 10^{16}$
195	15000	$4.229 \times 10^{15}$
120	15000	$3.732 \times 10^{14}$
135	170000	$7.623 \times 10^{15}$
65	170000	$1.972 \times 10^{14}$
30	180000	$4.374 \times 10^{12}$
1.000 × 10 <sup>6</sup>		8.051 × 10 <sup>18</sup>

ҚР ҚН EN 1993-2 9.5.2(3) Тармағынан:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5} = \left( \frac{8.051 \times 10^{18}}{1.000 \times 10^6} \right)^{1/5} = 381.2 \text{ кН}$$

$$N_{Obs} = 0.5 \times 10^6$$

$$N_0 = 0.5 \times 10^6$$

$Q_0 = 480$  кН жүктеменің үлгісінің салмағы № 3

Сонда

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} = \frac{381.2}{480} \left( \frac{0.5 \times 10^6}{0.5 \times 10^6} \right)^{1/5} = 0.794$$

Өзі ауыр көлік құрал күштірек барлық коэффициентке  $\lambda_2$  ықпал ететінін атап өту керек. .

Өстер және интервал салмағы маңыздырақ бола алатындығынан, бұл демек емес, көлік құрал мынау не міндетті түрде көбінесе Әлсізбұзылу маңыздырақ болар еді.

## 10 СЫНАУ НЕГІЗІНДЕГІ ЖОБАЛАУ

### 10.1 Жалпы ережелер

Егер Көпір элементтерінің есепті көтеру қабілетінің тексерулері үшін сынау қажет болса, ҚР ҚН EN 1990 Г Қосымшасындағы талапты пайдалану керек.

### 10.2 Сынау түрлері

ҚР ҚН EN 1993-2 10.2 Тармағы сынауды екі әр түрлі түрлерге бөледі. Бірінші түр есептеулердегі келесі қолдануы үшін есепті көтеру қабілетінің анықтауы немесе параметрлері үшін сынау қосады. Екінші түр есепті көтеру қабілетінің мәнінің тексеруі немесе есептеу қабылданған параметрлері үшін сынау қосады. Осы тармақ, негізінде, ҚР ҚН EN 1990 Г Қосымшасының Г.3 Тармағының талабы қайталанады.

### 10.3 Сынауларда көпірлерге аэродинамикалық әсердің бақылауы

10.3.1 Егер аэродинамикалық Көпір мінез-құлығы есептеумен тексеріле алмаса, немесе алған нәтижелердің қолдануы орындаған тиісті конструктивтік қауіпсіздіктегі жеткілікті сенімділігін қамтамасыз етпесе сынау жүргізу қажет. ҚР ҚН EN 1993-2-ші 10.3 Тармағы қалыпты пайдалануға жарамдылық бойынша көтеру қабілеті және шекті күйлер бойынша қолайлы шекті күйлердегіні құрыштан жасалған Көпірлердің аэродинамиканың анықтауы үшін аэродинамикалық құбырдағы сынауларды өткізу талап етіледі. Сынауларды қажеттіліктің кепілдігі үшін аэродинамикалық құбырда сынауларды өткізу бойынша мамандары бар кеңес жүргізілу және сынау нәтижелерін дұрыс түсіндіріп беру ұсынылады.

10.3.2 Кез келген мүмкіндігі бойынша сынауларды өткізуде қималардың өзгерістерін (арқандарда мұз басу және конденсатты қоса) есепке алу керек болады.

**А Қосымшасы**  
*(ақпараттық)*

**Тіреуіш бөлшектерінің техникалық сипаттамасы**

Қосымша құрыштан жасалған Көпірлер үшін ерекше болып табылмайды. Осы қосымша НТҚ ҚР ҚН EN 1990 көшіруі керек. Осы қосымша оқу құралында түсіндірілмейді.

**Б Қосымшасы**  
*(ақпараттық)*

**Автомобиль жолының көпірлері үшін өтемақы қосулары үшін техникалық  
сипаттамалар**

Қосымша құрыштан жасалған Көпірлер үшін ерекше болып табылмайды. Осы қосымша НТҚ ҚР ҚН EN 1990-ші көшіруі керек. Осы қосымша оқу құралында түсіндірілмейді.

**В Қосымшасы**  
(ақпараттық)

**Құрыштан жасалған көпірлердің  
төселген көше төсеніштерінің құрастыруы бойынша ұсыныстар**

**В.1 Автокөліктік көпірлер**

**В.1.1 Жалпы ережелер**

Қосымша (ортогональ анизотропиялық) ортотропия құрыштан жасалған төсеніштердің құрастыруы бойынша ұсынысты береді. Сілтемені бұл жағдайда істейтіндігіменен, ол траверстермен немесе диафрагмалардың арасындағы аралық көлденең қаттылық қырлары бар төсеніштерді қамтымайды. Стың қосымшасындағы ұсыныстары анықтама және сондықтан басқа көздермен пайдалану мүмкіндігі жобалауда бар. Ұсыныстар төсеніштің табанды Әлсізжүктемелеріне жобалауға есептеулердің қолдануысыз осы қосымшада бағыттаған. Егер осы қосымша бұны талап етпесе құрыштан жасалған ортотропия төсеніштер Әлсізқиратуға мүмкіндігі бойынша қабылдағыш, шаршауға тексеру ортотропия төсеніштерге әрдайым орындалу үшін осы оқу құралында ұсынылады. Қаттылық қыры және арқалықтардың арасындағы дәнекер жіктері арқалығу үшін кез келген жағдайда керек болады шаршауларға тексерілді.

**В.1.2 Төселген көше төсеніштің тақталары**

В.1.2.1 Осы оқу құралының В1.2.1 - В1.2.4тің Тармақтары төсеніштің парағының жуандығы, қаттылық қырларының интервалы және (ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.2 Тармағының қара) ұзына бойына қаттылық қырларының ең төменгі қаттылығы бойынша басқарушы қағидаларды ілігеді. Төсеніштің парағындағы Әлсізқирату, және қырынан қаттылық және негізгі парақтың аралығында дәнекерлеуде әсіресе, доңғалақтың жергілікті қысымдары артынан көбінесе пайда болады.

В.1.2.2. Сонымен бірге шаршауды шек кернеулер жоғары траверстің қаттылық қыры және қабырғаларының қиығында, қолдайтын қаттылық қырлары траверстермен және жергілікті кернеулердің арасындағы қаттылық қырларының аралықты айналмасы да жылжудың нәтижесі болып саналады

В.1.2.3 шаршауға төсеніштің қабылдағыштығы факторлардың қатарынан тәуелді болады:

- а) төсеніштің парағының жуандықтары
- б) қаттылық қырлары қабырғалардың арасындағы төсеніштің парағының аралығы
- в) қаттылық қырының жуандықтары
- г) төсеніштің парағының аралығында пісіру жігі және қаттылық қырынан

В.1.2.4 2-ші Ескертпенің ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.2.2(1) Тармақтың кейбір ескертпемен қарау қажет. 2-ші Ескертпе қаттылық қырларының төсеніш, интервалдың парағының жуандығы және қаттылық қырының жуандығы үшін әр түрлі ұсыныстар

қанағаттандырғанда, төсеніштің парағындағы июші моменттерін тексеру керек. Құрыштан жасалған ортотропия төсеніштердің көпшілігі өйткені глобалді Көпір мінез-құлығынан күштер, төсеніш және қаттылық қырының парағы ұшыраған глобалді және жергілікті күштерді комбинацияда тексеруі керек. Кез келген жағдайда, талап және Стың қосымшасының ұсынысы неткенмен барлық элементтер шаршауларға тексерілу үшін ұсынылады.

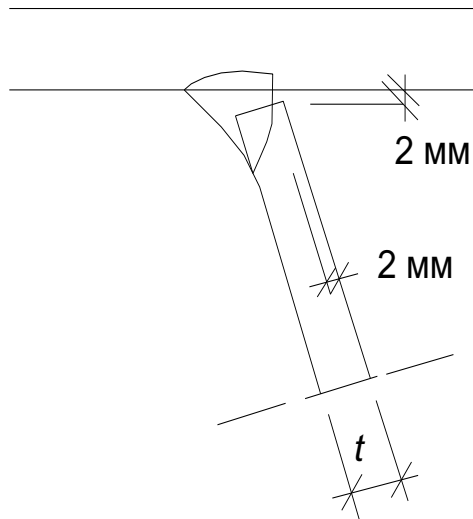
В.1.2.5 Қосымшаның ҚР ҚН EN 1993-2 В1.2.1 - В1.2.4 Тармақтары қаттылық қырларының төселген көше төсеніш, ең төменгі қаттылықтың тақта қалыңдығының анықтауы және төсеніштің парағы бар ұзына бойына қаттылық қырлары және арқалық жалғастыратын дәнекер жіктерінің жобалауы үшін басқарушы қағидаларды анықтайды.

### **В.1.3 Қаттылық қырлары**

В.1.3.1 ҚР ҚН EN 1993-2 қосымшаларды осы тармаққа сәйкес төселген көше төсеніштің тақталары бар қаттылық қырларының қосуларына шаршауды әсер және қаттылық қырларының түрі, сонымен бірге талапты анықтауға рұқсат етіледі (В1.3.3 Тармағын қара), қаттылық қырлары қосуларға қырынан В1.3.4 Тармағын қара, қаттылық қыры және арқалықтардың қабырғаларының Қосуларына арқалықтардың қабырғаларындағы ойықтарға В1.3.5 Тармағын қара арқалықтардың арасындағы жапырақ материалдан В1.3.5.4 Тармағын қарауға жасалған жазық қаттылық қырларына, В1.3.5.3 Тармағын қарауға қойылған қаттылық қырларына), Тармағын қара.

В.1.3.2. Төселген көше төсеніштің тақталары бар қаттылық қырларының Қосуы.

ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.3.3(1) Тармақтың талап етеді: «Жабулы кимамен қаттылық қырлары: төселген көше төсеніш қаттылық қыры және тақталардың арасындағы көлік жүретін бөлікпен дәнекер жігі болуы керек. Жобалаушы В.4(3) және (4) Кестесімен негізге алуы керек, қаттылық қырының арқасындағы 2-миллиметрлік дұрыс дәнекерленбеген жерімен қаттылық қырының сонша үлкен қалай жуандығы және максимум кем дегенде дәнекер жігіне В.1.3.3(1) Тармағының сілтемесі пісіру жігінің биіктігімен толық емес күйігі бар жікке іс жүзінде дәнекерленгенге қарайтынын байқауға болған. Ахуал суретте көрсетілген. Сірә, осы аралық шамадан тыс болып табылады. ҚР ҚН EN 1993-2 В.4(5) Кестесінің ұзына бойына қаттылық қырлары тыс көлік жүретін бөліктерде болатын бұрыштық дәнекер жіктері анықтауға мүмкіндік береді. Доңғалақтардан жергілікті жүктемеденгі маңызды Өлсізжүктемелері, және дәнекер жіктерінің өлшемі осы жағдайда жоқ тек қана статикалық жүктемені қарастырудан анықтауға ұсынылады.



**В.1 Сурет - ҚР ҚН EN 1993-2 қосымшасының ұсынылғандай жабулы қырынан қаттылық және төсеніштің парағының аралығында типті дәнекерлеу**

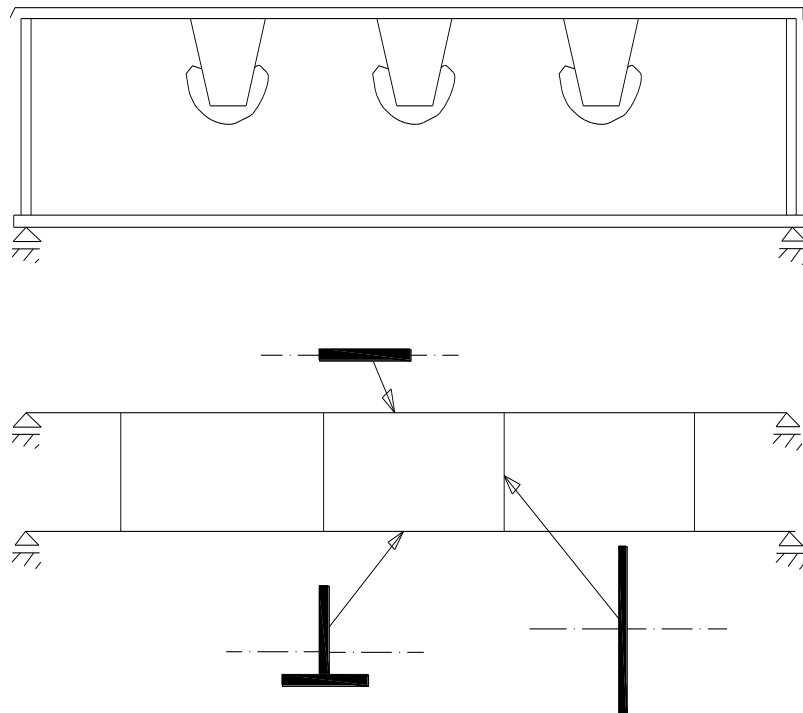
В.1.3.3 Қаттылық қыры және арқалықтардың қабырғаларының Қосуы.

ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.3.5 Тармағының қаттылық қыры және арқалықтардың ұзына бойына Қосуларының құрастыруы бойынша үлкен ақпарат санын ілігеді, бірақ пісіру жіктерінің өлшемдерінің анықтауысыз. Ұзына бойына қаттылық қырлары статикалық және Әлсізәсерлердің жарамсызы жағдайы үшін ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.3.5.1 Тармағының аталған болып әсертер есте сақтайтын есептеуді пайдалана жобалауға керек.

#### **В.1.4 Көлденең бөренелер**

ҚР ҚН EN 1993-2 В.1.4 Тармақтың арқалықтардың құрастыруы үшін ұсынысты береді. Шаршауға толық тексерулер барлық элементтердегі өткізуге керек. Арқалықтардың шаршауына тексеруді ары қарай үшін нұсқау ҚР ҚН EN 1993-2 9.4.2.2-ші Тармақтың берілген. Арқалықтар ойықтардың қатысуы артынан Веренделяның рамалары сияқты жұмыс істеуге тенденцияны алады. Арқалықтардағы кернеулерді есептеуде қолайлы үлгісі суретте көрсетілетін Веренделяның рамасы қарап шығуға керек. Жоғарғы элемент төсеніштің парағының тұстасқан енін қосады, төменгі элемент ойықтың төменгі жағының деңгейіне дейін арқалықтың төменгі белдеуі және тұстасқан қабырғасын перпендикуляр бас өстер туралы жұмыс істей қосады. Әрбір тік элемент арқалықтың қабырғасының ені, оның бас өсі туралы жұмыс істейтін тең ойықтар арасындағы қашықтықтармен қосады.





**В.2 - Сурет**

**Верендель Ойықтарының әсерінен есепке алуы бар арқалығының жазық рамасының айнала пішіндеуі**

## **В.2 Теміржол көпірлері**

ҚР ҚН EN 1993-2 В.2 Тармақтың теміржол көпірлеріндегі құрыштан жасалған ортотропия төсеніштердің жобалауы үшін ұқсас ұсыныстарды береді. Төсеніш, ұсыныстың барлық бас ортотропия элементтері үшін шаршауға тексерулерінің ҚР ҚН EN 1993-2 9.1.2 Тармақтың өйткені тек қана сәтті құрастыруға оқу құралы сияқты бағалай аладуға талап етеді. Сайып келгенде, шаршауы арналған классификацияның сәйкестігі жететіндігінен, барлық бөлшектердің ҚР ҚН EN 1993-1-9 В.4-тің Кестесінде үшін жасау талапты орындауға керек.

## Г Қосымшасы (ақпараттық)

### Геометриялық кемеліне жетпегендер үшін көпірлердегі және кіру рұқсаттарын элементтердің орнықтылығының бағасының жанында есептік ұзындықтар

#### Г.1 Жалпы ережелер

Г.1.1 Қалай осы оқу құралында бұрын қарап шыққан, Р-шы екінші реттің әсертері) қысылған элементтерінде үміт артуға ұсынылады элементтердің көтеру қабілеті немесе есептеудің арқасында екінші конструктивтік үлгі қосылған бастапқы кемеліне жетпегендері бар рет бойынша формулалармен біргелердің есептік ұзындықтары көмегімен. ҚР ҚН EN 1993-2 D Қосымшасының (қысылған белдіктерін қоса) ферманың элементтері және арктер үшін есептік ұзындықтарды есептеу үшін пайдалы әдістерді ілігеді.

Г.1.2 Есептік ұзындықтар формула бойынша есептелуі тиіс:

$$l_k = \beta \cdot L. \quad (Г.1)$$

мұнда

где  $\beta$  — бойлық иілуін ұзындықтың коэффициенті;

$L$  - бекітулердің арасындағы анықтама ұзындығы, элементтің әдетте тең нақты ұзындығына арктерден жағдайдан басқа.

( $L_{cr}$  және  $l_k$  терминдер есептік ұзындықтар үшін ҚРдың ҚНларында EN 1993-2 қолданған.)

#### Г.2 Фермалар

##### Г.2.1 Бітелген аяқтармен тік және диагональді элементтер

Ферма белдіктерінің арасындағы элементтері үшін кеңес берілетін есептік ұзындықтары жазықтықтағы орнықтылығы үшін қалай ҚР ҚН EN 1993-2 Г.2.1(1) Тармағының бойынша  $0.9L$  және жазықтықтан орнықтылығы үшін  $1.0L$  қабылдау керек. Жазықтықтағы орнықтылығы белдіктердің айналмасына ықпал етеді. Осы қасиет айналуға кейбір кедергіні қамтамасыз етеді, сайып келгенде, есептік ұзындық топсалы шарттар үшін аз болып табылады. Иілу қаттылығының жазықтығынан орнықтылықтары үшін ашық қималар үшін, әдетте ептеген болып табылған белдіктердің бұрауын қаттылықпен қамтамасыз етеді. Қосулардағы фасонкаларын қолдану қаттылық соңында азайтады. Топсалы шарттарға есептеп, жақындатылатын аяқтардың бекітуі болып табылады.

##### Г.2.2 Раманың бір бөліктері болатын тік элементтер

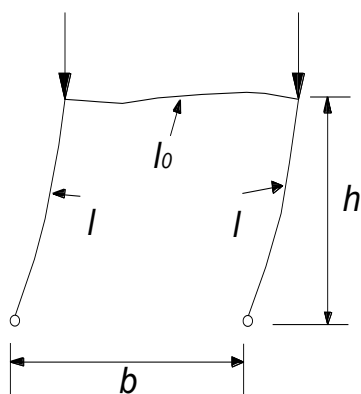
Г.2.2.1 Бойлық иілуді ұзындықтың коэффициенттері рамалардың тік элементтері үшін есептік ұзындықтар ҚР ҚН EN 1993-2 Г.1 Кестесінің сәйкес қабылдау керек.

Г.2.2.2 Жүктеме жұмыс істеген тап қалған нүкте топсалы негізі бар рама үшін Г.1 -дің суреті көрсетілгендей  $h_g$ дың биіктігімен анықталған. Г.1 Сурет есептік ұзындығы бар элементтердің мінез-құлығының әр түрлі мүмкіндіктерінің кейбірі  $h/h_r$  қатынасы және сөрелердің салыстырмалы қаттылықтың параметріне байланысты мысал келтіреді.  $\eta = E \cdot I \cdot b / (E_0 \cdot I_0 \cdot h)$ .

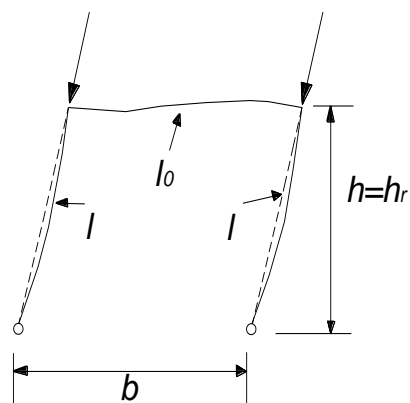
Г.2.2.3 Екі ерекше жағдайлар екі:

а) тік болып қалатын жүктеме, бірақ барлық конструкциямен еркін жылысуға қабілетті. Бұл - арқылы жүктеме жұмыс істеген бекітуді нүкте өйткені жоқ жағдай кең таралған жоқ;  $h_g$  шама шексіз және  $h/h_r = 0$ .

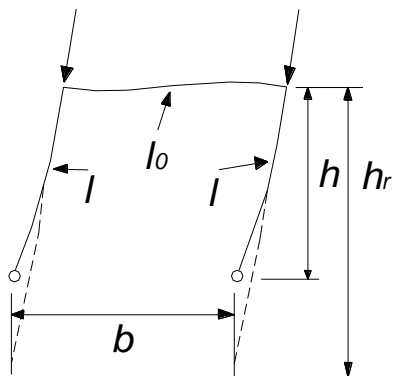
а)



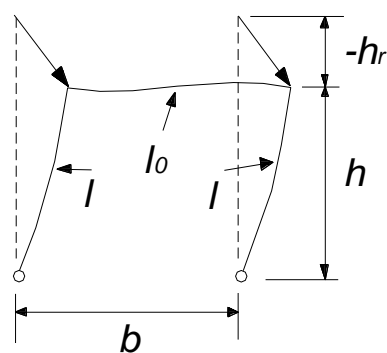
б)



в)

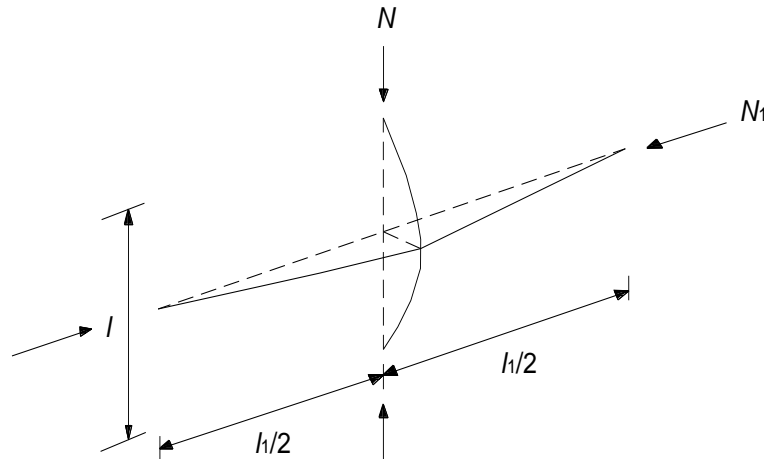


г)



тік жүктеме (а), еркін жылысады  $h/h_g = 0$  жүктеме (б) негізге әрдайым бағытталған:  $h/h_g = 1$  жүктеме (в) негіз нүктеге төменде бағытталған: 1-ші  $0 < h/h_g < 1$  жүктеме (г) нүктеге бағытталған, алыс негізден:  $h/h_g < 0$

### Г.1 Сурет –Рамалардың есептік ұзындықтары үшін қолданылған ҚР ҚН EN 1993-2 Г.1 Кестесінің ескертпесі



## Г.2 Суреті - Бірлескен элементтердегі қысуда орнықтылықтың жоғалтуы

б) Жүктеме негізге әрдайым ,  $h/h_r = 1.0$  бағытталған. Бұл жүктеме раманың жоғарғы бұрыш тұстасқан арқандардан қоса тіркейтінде бола алады.

Г.2.2.4 Мұндай қатты көлденең элемент үшін Г.2.2.4 Г-1, (а) жағдай  $=0$ , және топсалы бағандар сурет сияқты ҚР ҚН EN 1993-2 Г.1 Кестесінің  $2h$  есептік ұзындығын береді. Қатты көлденең элемент, (б) жағдай үшін тура ҚР ҚН EN 1993-2 Г.1 Кестесінің  $h$  есептік ұзындығын береді.

## Г.2.3 Диагональлердің жазықтығынан орнықтылығы

Қиылысатын ҚР ҚН EN 1993-2 Г.2 Кестесінде көрсетілген элементтердің әр түрлі кескіндерінің жиыны үшін айналмасының есептік ұзындықтары осы тармақпен сәйкес үміт арту керек. Қиылысатын элементтердің маңызды рөлі қысылған элементінің есептік ұзындығын Қосудағы созылған элементтің қатысуымен кішірейтуге рұқсат етілетін тұрады, бірақ ол қысылған элементімен үлкейте алады.

## Г.2.4 Қысылған Көпір белдіктері жоғарғы көлденең байланыстарсыз

Г.2.4.1 Фермалардың қысылған белдіктері орнықтылыққа серпімді негіздегі арқалық үлгіні пайдалана тексеруге ұсынылады. ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3 Кестесінің U үшін тиісті дискретті серіппелі қаттылықты анықтайды - фермалардың  $C_d$ тың бүйірлеу тіректерінің тиісті қаттылығы формула бойынша бағандарсыз болатын ферма тұратын бейнелі рамалар:

$$C_d = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$$

Г.2.4.2 Сонымен бірге бұл жағдайда және ендіктің қаттылығы төсеніштің тақтасын иілу қаттылығында негізделген болат темірбетон көпір құрыштан жасалған п сияқты рамаларына сондай таралады. Ішкі арқалықтарға бекіткішті қисынды арқалықтардың үлкен саны үшін  $C_d$  үшін өрнекте  $3I_q$ -ге  $2I_q$  алмастыра алуға ұсынылады. Қаттылық

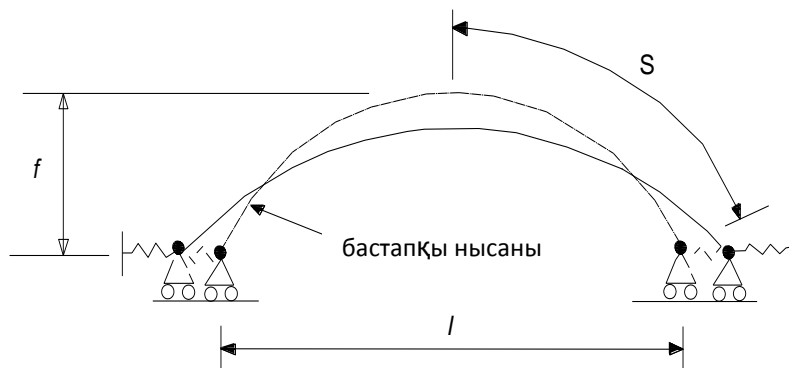
қырлары үшін қиманың қасиеттерін алынуы, қаттылық қырының ені ҚР ҚН EN 1993-1-5 9.1 Сурет сәйкес арқалықтың қабырғасының тұстасқан енін қолдана қарайтын болуы керек плюс  $30\epsilon_{w\cdot}$ .

Г.2.4.3 ҚР ҚН EN 1993-2 Г.2.4.1 Тармағының формуласы және басқасы Г.3 Кестелерінде түйіндердің иілгіштігіне кіру рұқсаттарын есепке алмайды. Түйіндердің иілгіштігі  $U$ ның тиімділігі едәуір кішірейте алады - бейнелі рамалар. Егер жартылай қатты түйін, ҚР ҚН EN 1993-1-8 6.3 Тармақтың болу анықталған және  $C_d$  есептеуіне қосылған міндетті  $S_j$ , -дің айналдырушы иілгіштігінің әсерінің ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.2.2-ші Тармаққа сәйкес түйін болса, міндетті болып табылады. Осы ереже Көпірлер үшін қолдану керек емес болатын нығыздалған шеткі пластиналар арқылы істеп шыққан Қосуларға жатады.

### Г.3 Арка тәрізді көпірлер

#### Г.3.1 жалпы ережелер

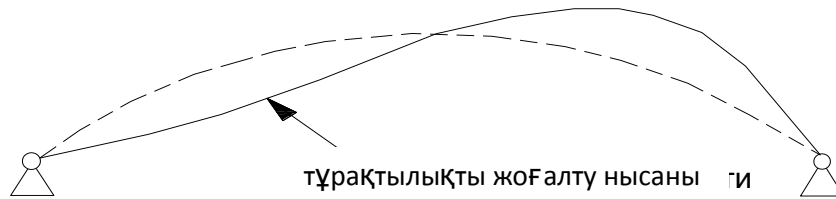
Қатты тіректер үшін жазықтық және жазықтықтан орнықтылығы үшін есептік ұзындықтар ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3.1 Тармағының сәйкес үміт арту керек. Арктің негіздің иілгіштігі аркке, Г.3-тің Суреті көрсетілгендейде жүктеменің жанында шұбалаңқы болып жалпаюға мүмкіндік берден, қаттылық туралы жорамал өте маңызды. Арктер жалпаю арктерді қысуды үлкеюге және өз кезегінде, есептік ұзындықтарды үлкейткен июші моменттердің пайда болуына бастайды. Осы әсер  $f/l$ -дың аз қатынасымен кризисті жазық арктерінде болады.



Г.3 – Сурет Тіректердің жылжуы артынан арктер жалпаю

#### Г.3.2 Жазықтықтағы орнықтылығы

Г.3.2.1 Төбеде әр түрлі арқа сүйеуі бар дөңгелек, параболалық және шынжырлы аркалар және шарттар үшін есептік ұзындықтың коэффициенттері бөлек жылыса алмаған қатты тіректер үшін ҚР ҚН EN 1993-2 Г.4 Кестесіне бойынша анықтау керек.



**Г.4 – Сурет Жазықтықтағы арктері орнықтылықтың жоғалтуының асимметриялық формасы**

Г.3.2.2 Есептік ұзындық формула бойынша есептеуі керек:

$$L_{cr} = \beta \cdot s \quad (\text{Г.3})$$

және, ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3.1(2) Тармағының, жүктеуді осы жағдаймен тіректердегі теңелуге өлшенген орнықтылықтарды жоғалтудың жанында кризистік күш

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta \cdot s} \right)^2 \cdot E \cdot I_y, \quad (\text{Г.4})$$

Мұнда –  $N_{cr}$  – тірекке әсер ететін күштер жатады;  
 $s$  - Г.3 Суретте көрсетілгендей арканың жарты ұзындағы;  
 $E \cdot I_y$  - жазықтықтағы арканың иілу кезіндегі қатаңдығы;  
 $\beta$  – көлденең иілудің ұзындық коэффициенті.

Есептік ұзындықты немесе кризистік күшті ҚР ҚН EN 1993-2 6.3.1-ші Тармақтың бойынша элементтердің орнықтылығы тексерулеріндегін қолдануға ұсынылады. Немесе (орнықтылықтың толқынының жарты ұзындығының үштен бірі өзі кішкентай мән орташа) ЕІунің керітартпа мәні қолданылу тиісті үнемі немесе серпімді кризистік күш арктер көлденең қима қайда онда компьютердегі орнықтылықтың серпімді кризистік есептеуінен алуы керек.

Г.3.2.3 Өзі жазықтықтағы орнықтылығының төменгі формалары – Г.4-тің Суреті көрсетілгендейдің асимметриялық форма. Топсасы бар аркалардың орнықтылықтың жоғалтуын симметриялық форманы төбесінде үшін өзі төменгі форма бола алады.

Г.3.2.4 Көлденең жылжу туралы тіректер (аркамен салыстырғанда қатты болады) қайда онда қатты емес, және тірек едәуір бөлек жылжи алады, ҚР ҚН EN 1993-2 Г.4 Кестенің есептік ұзындықты теріс анықтайды. Сонымен бірге қатты тіректері бар орнықтылықтың Серпімді кризистік есептеуі қате есептік ұзындықты береді. Бұл ептеген қатынас,  $f/l$  бар аркалар үшін мәселе болады. Арктер және июші моменттердің созылу және қысқартуынан қысуда қарап шығу керек.

Г.3.2.5 Аспалары бар төселген көше аркалар үшін орнықтылықтың ұзындықтары алу керек, ҚР ҚН EN 1993-2 Г.4-тің Суретін қара. Аралыққа биіктіктің қатынасы 0.1- ден кем болмауы тиіс.

Г.3.2.6 Сыртылдауды орнықтылықтың жоғалтуы.

Орындайтын аркалықтың элементтерінің орнықтылығының серпімді кризистік есептеулері көп бағдарламалар, білікті күштен орнықтылықтың жоғалтуы бар ісі, Рның әсері деп аталатын шақырылған июші моменттерді иемдене алады. Арка қайда онда арктер жылжулар немесе тіректердің орын ауыстыруларын серпімді кішірейту, геометрия артынан жүктемемен жалпаяды сығушы күштерді үлкеюде айтарлықтай өзгереді. Егер ол геометриялық сызықты еместіктің әсертерін есепке алмаса сыртылдауды орнықтылықтың

жоғалтуы және ол сонда бағдарламалық қамтамасыз етумен білдірмейді. Г.5-тің биіктікпен аралықтың арктер орнықтылықтың жоғалту шығаратын қасиеттері көлденең бөлінді дәнекерлік шектейтін белгісін алып келген ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3.2 (3) Тармағымен осы жағдайда пайдалану керек.

### **Г.3.3 Еркін тұратын аркалар үшін жазықтықтың орнықтылығы**

Төбеде әр түрлі арқа сүйеуі бар дөңгелек, парабодалық және шынжырлы аркалар және шарттар үшін айналманың есептік ұзындығының коэффициенттері бөлек жылжи алмайтын қатты тіректер үшін ҚР ҚН EN 1993-2 Г.6 және Г.7 Кестелерінің сәйкес қабылдауға керек. Есептік ұзындық формула бойынша осы жағдайда есептеледі:

$$L_{cr} = \beta l$$

және, орнықтылықтың жоғалтуын, кризистік күштің ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3.1(3) Тармақтың жүктеуді осы жағдайда тең:

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta l} \right)^2 EI_z$$

### **Г.3.4 Желдің байланыстары бар аркалардың жазықтығынан орнықтылығы және шеткі порталды фермалары**

Әрбір шеткі портал фермасындағы қатынасыздарды доғаның ұзындығының орнықтылығы шеткі портал фермасын ҚР ҚН EN 1993-2 Г.2.2 Тармағының сәйкес раманы тексеруі керек. ҚР ҚН EN 1993-2 Г.3.4(3) Тармақтың  $h_r$  дың мәнінің есептеуі бойынша жөн-жоба береді.

### **Г.3.5 Екінші реттің есептеуіндегі қолдану үшін доғаның кемеліне жетпегендер**

Жазықтықтағы орнықтылықтың жоғалтуының формасы және екінші реттің қолдану үшін жазықтықтан есептеу үшін кемеліне жетпегендер және ауытқулардың шамаларының ұсынған формалары Г.3.5тің EN 1993-2 Тармағының ҚР ҚН бойынша анықтау керек. Олар арктер орын ауыстыруды қарсыласатын тіректермен орнықтылықтың жоғалтуының жақын жүрген адам формаларына негізделеді. . 5.1-ші EN 1993-1-1 Кестенің ҚРҚН бағандар, мәліметтердің бос тұрулары үшін кемеліне жетпегендердің шамалары осындай. Кемеліне жетпегендер орнықтылықтың серпімді кризистік есептеу алған формалардан анықтауға альтернативті ұсынылады.

Егер қатты емес немесе аралыққа биіктіктің қатынасы тіректер аз болса, онда үлкен орын ауыстыруларға осы оқу құралын Г.3.2дің Тармақ келтірілген негізде есептеу керек.

**Д Қосымшасы**  
(*ақпараттық*)

**Доңғалақты жүктеменің автомобиль жолының көпірлері және жаһанды жүктемелердің көлік құралдарының қозғалысынан құрамалы әсері**

Д.1 Төсеніштің құрыштан жасалған парақтарына глобалді және жергілікті әсертер көтеру қабілетінің жоғалтуы бойынша қалыпты пайдалануға жарамдылық және шекті күйлер бойынша шекті күйлерге арналған тексерулер үшін топтастыруы керек. Жергілікті және глобалді жүктеменің әсертері арқалықтары бар Қосуда және доңғалақтың қысымы қосымша жергілікті теріс июші моменттер шақыратын диафрагмалармен маңызды болып табылады.

Д.2 ҚР ҚН EN 1993-2 Д.1(2) Тармағының талаптарына сәйкес максимал глобалді әсері және максимал жергілікті әсері бөлек анықталған және содан соң топтастырған жүктеменің әр түрлі түрлерінің тіркестерінің ықшамдалған ережесі ұсынылады. Екі комбинация қарау керек:

а) толық жаһанды әсер және кішірейген жергілікті әсер (комбинацияның коэффициентімен)

б) толық жергілікті әсер және кішірейген глобалді әсер (комбинацияның коэффициентімен)

Д.3 ҚР ҚН EN 1993-2 (Д.1) және (Д.2) Тармақтар тіркесінің ережелері кернеулерді есепке алумен анықталады. Төсеніштің парақтарының ұзына бойына қаттылық қырларымен үшін глобалді қысуда, орнықтылық, тіркес тиісті жерінде көтеру қабілеті бойынша тексерулерді орындауды алдында жүктеме бойынша орындауы керек.



**УДК 624.21014.2**

**МКС 91.010**

---

**Негізгі сөздер:** болат көпір, тұрақтылық, қаттылық, беріктік, салмақ түсетін қабілеттілік, көлденең қиылыс, ұзақ уақытқа жарамдылық

---

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>IX</b>
<b>1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Область применения .....	1
1.2 Нормативные ссылки .....	2
1.3 Допущения .....	4
1.4 Различия между принципами и правилами.....	4
1.5 Термины и определения.....	4
1.6 Условные обозначения.....	6
1.7 [СН РК EN 1993-1-1]Условные обозначения осей элементов конструкций .....	7
<b>2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ .....</b>	<b>9</b>
2.1 Требования .....	9
2.1.1 Общие требования.....	9
2.1.2 Обеспечение надежности.....	9
2.1.3 Срок эксплуатации конструкции, прочность и надежность .....	9
2.2 Расчет по предельным состояниям .....	11
2.3 Основные переменные .....	12
2.3.1 Нагрузки и воздействия .....	12
2.4 Проверка методом частных коэффициентов .....	12
2.5 Проектирование в комплексе с испытаниями .....	13
<b>3 МАТЕРИАЛЫ.....</b>	<b>14</b>
3.1 Общие положения .....	14
3.2 Конструкционная сталь.....	14
3.2.1 Характеристики материала.....	14
3.2.2 Требования к пластичности.....	15
3.2.3 Вязкость разрушения .....	15
ПРИМЕР 1 Выбор подходящего класса стали для элементов моста. ....	16
3.2.4 Свойства вдоль толщины проката .....	17
ПРИМЕР 2 Оценка стали с улучшенными свойствами вдоль толщины проката (к EN 10164).....	18
3.2.5 Допуски .....	19
3.2.6 Расчетные значения коэффициентов по материалу .....	19
3.3 Элементы соединений.....	19
3.3.1 Крепежные детали.....	19
3.3.2 Расходные материалы для сварки.....	21
3.4 Тросы и другие элементы, работающие на растяжение .....	21

3.5 Опорные элементы .....	21
3.6 Другие элементы моста .....	21
<b>4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ .....</b>	<b>22</b>
4.1 Основные положения .....	22
4.2 Основные руководящие принципы .....	22
4.3 Проектирование заменяемых элементов.....	23
<b>5 РАСЧЕТ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ.....</b>	<b>25</b>
5.1 Моделирование конструкций для расчета .....	25
5.1.1 Моделирование конструкций и основные расчетные допущения .....	25
5.1.2 Моделирование соединений.....	28
5.1.3 Взаимодействие основания и сооружения.....	28
5.2 Общий расчет.....	28
5.2.1 Результат влияния деформированной геометрической схемы сооружения.....	28
5.2.2 Структурная устойчивость ферм .....	30
5.3 Учет дефектов сооружения .....	35
5.3.1 Общие положения .....	35
5.3.2 Несовершенства для общего расчета ферм .....	36
5.3.3 Несовершенства для анализа системы связей жесткости .....	38
5.3.4 Дефекты элементов .....	39
5.4 Методы анализа с учетом нелинейности деформации материала.....	40
5.4.1 Общие положения .....	40
5.4.2 Общий упругий расчет .....	40
5.5 Классификация поперечных сечений.....	41
5.5.1 Основные положения.....	41
5.5.2 Классификация .....	41
<b>6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ .....</b>	<b>44</b>
6.1 Общие положения .....	44
6.2 Несущая способность поперечных сечений .....	45
6.2.1 Общие положения .....	45
6.2.2 Характеристики сечений .....	47
ПРИМЕР 3 Эффективная ширина балки коробчатого сечения.....	52
ПРИМЕР 4 Вычисление эффективного сечения продольно укрепленного пешеходного моста.....	56
ПРИМЕР 5 Пешеходный мост.....	62
6.2.3 Растяжение.....	69
ПРИМЕР 6 Уголок при растяжении.....	70
6.2.4 Сжатие.....	71

ПРИМЕР 7 Несущая способность колонны на сжатие.....	72
6.2.5 Изгибающий момент.....	73
6.2.6 Сдвиг .....	74
ПРИМЕР 8 Балка без продольных ребер жесткости. ....	74
ПРИМЕР 9 Балка с продольными ребрами жесткости.....	76
6.2.7 Кручение.....	77
6.2.8 Изгиб, осевая нагрузка, сдвиг и поперечная нагрузка.....	78
6.2.9 Изгиб и сдвиг .....	79
ПРИМЕР 10 Действие момента и поперечной силы в балке двутаврового сечения.....	80
ПРИМЕР 11 Действие момента и поперечной силы в балке коробчатого сечения. ....	81
6.2.10 Изгиб и осевая сила .....	83
ПРИМЕР 12 Действие момента и осевой силы в балке двутаврового сечения. ....	85
6.2.11 Изгиб, сдвиг и осевая сила .....	87
6.3 Сопротивление элементов продольному изгибу .....	88
6.3.1 Сжатие однородных элементов.....	88
6.3.2 Однородные элементы – изгиб .....	91
6.3.3 Однородные элементы - изгиб и осевое сжатие .....	93
ПРИМЕР 13 Действие момента и осевой силы в балке моста из двух двутавровых сечений...94	
6.3.4 Общий метод определения потери устойчивости при продольном изгибе с кручением и при боковом выпучивании конструктивных элементов.....	96
ПРИМЕР 14 Мост с проезжей частью по середине.....	101
ПРИМЕР 15 Жесткость и прочность поперечных связей. ....	104
6.4 Составные элементы, работающие на сжатие .....	105
6.5 Устойчивость стенок.....	105
<b>7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ПРИГОДНОСТИ К НОРМАЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ.....</b>	<b>106</b>
7.1 Общие положения .....	106
7.2 Модели расчетов.....	107
7.3 Пределы напряжений .....	107
7.4 Повторяющееся местное выпучивание стенки балки .....	108
ПРИМЕР 16 Проверка неукрепленной стенки на повторяющееся местное выпучивание	110
7.5 Использование измерительных щупов для контроля зазоров .....	111
7.6 [7.6] Пределы зрительного восприятия.....	111
7.7 Эксплуатационные характеристики железнодорожных мостов.....	111
7.8 Эксплуатационные характеристики автодорожных мостов .....	112
7.8.1 [7.8.1] Общие положения .....	112

7.8.2 [7.8.2] Предельные отклонения ровности ездового полотна для уменьшения динамических воздействий.....	112
7.8.3 [7.8.3] Эффект резонанса .....	113
7.9 [7.9] Эксплуатационные характеристики пешеходных мостов .....	113
7.10 [7.10] Параметры ветровых нагрузок .....	113
7.11 [7.11] Доступность соединительных деталей и поверхностей .....	113
7.12 Дренажная система .....	114
<b>8 ЭЛЕМЕНТЫ КРЕПЛЕНИЙ, СВАРНЫЕ ШВЫ, СОЕДИНЕНИЯ И СТЫКИ .....</b>	<b>115</b>
8.1 Болтовые, заклепочные, шарнирные соединения .....	115
8.1.1 Категории болтовых соединений.....	115
8.1.2 Расположение отверстий для болтов и заклепок .....	116
8.1.3 Расчетная несущая способность отдельных крепежных деталей.....	117
8.1.4 Группы крепежей .....	117
8.1.5 Длинномерные соединения .....	117
8.1.6 Сопротивление сдвигу с использованием болтов 8.8 и 10.9.....	118
8.1.7 Учет отверстий для крепежных деталей .....	119
8.1.8 Отрывные силы .....	119
8.1.9 Распределение сил между крепежными деталями в первом предельном состоянии по несущей способности .....	120
8.1.10 Штифтовое соединение .....	120
ПРИМЕР 17 Расчет балки с болтовыми соединениями внахлестку .....	120
8.2 Сварные соединения .....	124
8.2.1 Геометрия и размеры .....	124
8.2.2 Сварка с применением стальной подкладки.....	125
8.2.3 Расчетная несущая способность угловых сварных швов .....	125
8.2.4 Расчетное сопротивление непрерывного углового сварного шва.....	125
8.2.5 Расчетное сопротивление стыкового сварного шва .....	126
8.2.6 [4.8 СН РК EN 1993-1-8] Расчетное сопротивление точечного сварного шва.....	126
8.2.7 Распределение усилий .....	127
8.2.8 Соединение с неукрепленными полками.....	127
8.2.9 Протяженные соединения .....	127
8.2.10 Угловой сварной шов или односторонний стыковой шов с неполным проплавлением с внецентренной нагрузкой.....	128
8.2.11 Уголки, соединенные одной полкой .....	128
8.2.12 Сварка в зоне холодной штамповки.....	129
8.2.13 Анализ соединений строительных конструкций из двутавровых профилей.....	129
8.2.14 Соединения замкнутых профилей .....	129

ПРИМЕР 18 Расчет несущих сварных швов ребра жесткости .....	130
<b>9 ОЦЕНКА УСТАЛОСТИ.....</b>	<b>132</b>
9.1 Общие положения .....	132
9.1.1 Требования к оценке усталости .....	132
9.1.2 Расчет автодорожных мостов на усталость .....	132
9.1.3 Расчет железнодорожных мостов на усталость.....	132
9.2 Усталостное нагружение .....	132
9.3 Частные коэффициенты безопасности для проверки усталости .....	134
9.4 Амплитуда напряжений при усталости .....	134
9.4.1 [9.4.1] Общие положения.....	134
9.4.2 Анализ усталости.....	135
9.5 Порядок оценки усталости .....	135
9.5.1 Оценка усталости .....	135
9.5.2 Коэффициенты эквивалентности повреждения для автодорожных мостов...	136
9.5.3 Коэффициенты эквивалентности повреждения для железнодорожных мостов	136
9.5.4 Комбинация неблагоприятных воздействий от местных и глобальных диапазонов напряжения .....	136
9.6 Усталостная прочность .....	137
ПРИМЕР 19 Использование основной кривой усталости S-N из СН РК EN 1993-1-9.....	137
ПРИМЕР 20 Оценка усталости с использованием правила суммирования повреждений Пальмгрена-Майнера из Приложения А СН РК EN 1993-1-9. ....	138
ПРИМЕР 21 Вычисление коэффициент интенсивности движения транспорта $\lambda_2$ для автодорожного моста. ....	139
<b>10 ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА ОСНОВЕ ИСПЫТАНИЙ .....</b>	<b>141</b>
10.1 Общие положения .....	141
10.2 Типы испытаний.....	141
10.3 Контроль аэродинамического воздействия на мосты при испытаниях.....	141
<b>Приложение А (информационное) Технические характеристики опорных частей.....</b>	<b>142</b>
<b>Приложение Б (информационное) Технические описания для компенсационных соединений для автодорожных мостов .....</b>	<b>143</b>
<b>Приложение В (информационное) Рекомендации по конструированию мостовых настилов стальных мостов .....</b>	<b>144</b>
В.1. Автодорожные мосты .....	144
В.1.1 Общие положения .....	144
В.1.2 Плиты мостового настила.....	144
В.1.3 Ребра жесткости.....	145

В.1.4 Поперечные балки .....	146
В.2 Железнодорожные мосты .....	147
<b>Приложение Г (информационное) Расчетные длины при оценке устойчивости элементов в мостах и допуски для геометрических несовершенств.....</b>	<b>148</b>
Г.1 Общие положения.....	148
Г.2 Фермы .....	148
Г.2.1 Вертикальные и диагональные элементы с заделанными концами .....	148
Г.2.2 Вертикальные элементы, являющиеся частью рамы .....	148
Г.2.3 Устойчивость из плоскости диагоналей .....	150
Г.2.4 Сжатые пояса мостов без верхних горизонтальных связей.....	150
Г.3 Арочные мосты .....	151
Г.3.1 Общие положения.....	151
Г.3.2 Устойчивость в плоскости .....	151
Г.3.3 Устойчивость из плоскости для свободностоящих арок .....	153
Г.3.4 Устойчивость из плоскости арок с ветровыми связями и концевыми порталными фермами .....	153
Г.3.5 Несовершенства арки для использования в расчете второго порядка ....	153
<b>Приложение Д (информационное) Комбинированное воздействие на автодорожные мосты колесной нагрузки и глобальных нагрузок от движения транспортных средств.....</b>	<b>154</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено ТОО «Астана Строй-Консалтинг» по договору с акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА»).

Настоящее нормативно-техническое пособие составлено в развитие положений СН РК EN 1993-2 «Проектирование стальных конструкций - Часть 2: Стальные мосты» предназначено строительного проектирования стальных мостов.

Настоящее нормативно-техническое пособие является частью группы нормативно-технических пособий к строительным нормам Республики Казахстан СН РК EN 1993, идентичных Еврокоду 3.

Группа нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993 – это перечень нормативно-технических документов, в которых приведены: рекомендации к расчету и к конструированию стальных конструкций согласно Принципам и Правилам проектирования СН РК EN 1993; разъяснения нормативной ссылочной информации; численные примеры расчета; дополнительная справочная информация.

Положения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993 охватывают только требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Другие требования не отражены в нормативно-технических пособиях к СН РК EN 1993.

Нормативно-технические пособия к СН РК EN 1993 следует использовать совместно со следующими нормативно-техническими документами:

- НТП к СН РК EN 1990;
- НТП к СН РК EN 1991;
- НТП к СН РК EN 1992 - СН РК EN 1999, в тех частях, которые непосредственно затрагивают расчет стальных конструкций или их элементов;
- стандарты EN, ETAG, ETA и другие соответствующие стандарты на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям.

Основополагающими документами при разработке нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993, помимо самих 20 частей СН РК EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», являются СН РК EN 1990, СН РК EN 1991 и EN 1090.

Группа нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993 состоит из 19 пособий:

- нормативно-технические пособия к СН РК EN 1993-1 (12 пособий);
- нормативно-техническое пособие к СН РК EN 1993-2 (1 пособие);
- нормативно-техническое пособие к СН РК EN 1993-3 (1 пособие);
- нормативно-технические пособия к СН РК EN 1993-4 (3 пособия);
- нормативно-техническое пособие к СН РК EN 1993-5 (1 пособие);
- нормативно-техническое пособие к СН РК EN 1993-6 (1 пособие).

В нормативно-технических пособиях к СН РК EN 1993-1 приведены указания по проектированию стальных конструкций, которые распространяются на части СН РК EN 1993, имеющие отношение к специальным стальным зданиям и сооружениям:

- СН РК EN 1993-2;



## НТП РК 03-02.1-2012

- СН РК EN 1993-3;
- СН РК EN 1993-4;
- СН РК EN 1993-5;
- СН РК EN 1993-6.

В настоящем нормативно-техническом пособии к СН РК EN 1993-6 приведены:

- Принципы и Правила проектирования стальных мостов, содержащиеся в СН РК EN 1993-2;

- положения, развивающие Принципы и Правила проектирования, приведенные в СН РК EN 1993-2;

- рекомендации, дополняющие Принципы и Правила проектирования, приведенные в СН РК EN 1993-2;

- численные примеры расчета, иллюстрирующие применение положений СН РК EN 1993-2 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, помимо положений СН РК EN 1993-2, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1993-2;
- соответствующие положения СН РК EN 1990;
- соответствующие положения СН РК EN 1991.

Настоящее нормативно-техническое пособие состоит из 12 разделов. Разделы с 1 по 12 настоящего нормативно-технического пособия повторяют структуру норматива СН РК EN 1993-2:

- Раздел 1: Область применения;
- Раздел 2: Нормативные ссылки;
- Раздел 3: Термины, определения, обозначения и сокращения;
- Раздел 4: Основы проектирования;
- Раздел 5: Материалы;
- Раздел 6: Долговечность;
- Раздел 7: Расчет мостовых сооружений;
- Раздел 8: Предельные состояния по несущей способности;
- Раздел 9: Предельные состояния по пригодности к нормальной эксплуатации;
- Раздел 10: Элементы креплений, сварные швы, соединения и стыки;
- Раздел 11: Оценка усталости;
- Раздел 12: Расчет на основе испытаний

В настоящем нормативно-техническом пособии номера пунктов СН РК EN 1993-2 приведены в скобках.

Настоящее нормативно-техническое пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**  
**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**  
**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ**  
**МОСТЫ**

---

**DESIGN OF STEEL STRUCTURES PART. STEEL BRIDGES**

---

Дата введения - 2015-07-01

**1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**1.1 Область применения**

1.1.1 Настоящее пособие к СН РК EN 1993-2 устанавливает требования к проектированию стальных мостов и стальных элементов сталежелезобетонных мостов объединенной конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ В информации, приведенной в СН РК EN 1993-2, отмечается, что данный норматив должен использоваться совместно с другими частями СН РК EN. Норматив СН РК EN 1993-2 включает много перекрестных ссылок на другие части СН РК EN 1993 и самостоятельно не воспроизводит материал, который имеет место в других частях СН РК EN 1993.

1.1.2 Настоящее пособие содержит и развивает Принципы и Правила проектирования стальных конструкций с учетом возможного воздействия пожара, приведенные в СН РК EN 1993-2.

1.1.3 Настоящее пособие следует рассматривать совместно с СН РК EN 1993-2 и другими связанными с пособием нормативно-техническими документами.

1.1.4 Настоящее пособие касается только устойчивости, эксплуатационной надежности и прочности конструкций моста. Другие аспекты проектирования не рассматриваются.

1.1.5 Требования по расчету огнестойкости приводятся в СН РК EN 1993-1-2.

1.1.6 Проверка усталостной прочности подкрановых конструкций осуществляется в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-9.

1.1.7 Расчет тросов повышенной прочности и соответствующих элементов включен в СН РК EN 1993-1-11.

1.1.8 Настоящее пособие не распространяется на проектирование сейсмостойких конструкций. Следует использовать требования, приведенные в СН РК EN 1998, которые дополняют и вносят изменения в правила проектирования, указанные в СН РК EN 1993-2.

## 1.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего пособия, при проектировании стальных мостов необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

а) строительные нормы Республики Казахстан (основные ссылки):

- СН РК EN 1990, Еврокод 0. Основы проектирования несущих конструкций;
- СН РК EN 1991, Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции;
- СН РК EN 1993, Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций;
- СН РК EN 1998, Еврокод 8. Проектирование зданий и сооружений в сейсмических зонах.

Части СН РК EN 1993, упомянутые в расчётах стального моста, перечислены в Таблице 1.1 настоящего пособия.

**Таблица 1.1 – Ссылки на СН РК EN 1993**

Наименование	Вопросы, упомянутые в СН РК EN 1993-2
СН РК EN 1993-1-1, Общие правила и правила для зданий	Свойства напряжения – удлинения стали; $\gamma_m$ для стали Общий расчет неукрепленных элементов стальных конструкций Классификация и несущая способность поперечных сечений Нелинейный глобальный расчет Выпучивание элементов и рам; кривые устойчивости колонны
СН РК EN 1993-1-5, Пластинчатые элементы конструкций	Расчет поперечных сечений Класа 3 или 4 гибкости Эффект жесткости сдвигового запаздывания в элементах стальной плиты Расчет ребер жесткости и несущей способности Поперечное распределение усилий в широкой полке Выпучивание от сдвига; вызванное полкой коробление перегородки
СН РК EN 1993-1-6, Прочность и устойчивость оболочек	Пределы напряжений пустотелых профилей круглого сечения для обеспечения соответствия свойствам профилей класса 3
СН РК EN 1993-1-7, Прочность плоских листовых конструкций под действием поперечной нагрузки	Расчет плоских листовых конструкций под нагрузкой
СН РК EN 1993-1-8, Расчет соединений	Моделирование гибких узлов в расчете Расчет узлов в стальных и сталежелезобетонных элементах Расчет соединений внахлестку между главными мостовыми балками Расчет с использованием конструктивных полых профилей

Таблица 1.1 – Ссылки на СН РК EN 1993 (продолжение)

Наименование	Вопросы, упомянутые в СН РК EN 1993-2
СН РК EN 1993-1-9, Усталостная прочность	Усталостная нагрузка Классификация деталей в категориях усталости Проверка усталости в сварных соединениях
СН РК EN 1993-1-10, Свойства трещиностойкости и прочности материала в направлении толщины проката	Выбор марки стали
СН РК EN 1993-1-11, Проектирование элементов вантовых конструкций	Расчет мостов с предварительным напряжением или вантовой опорой

б) стандарты на сталь, стальные заготовки, стальные изделия и сварочные расходные материалы (вторичные ссылки):

- EN 1090 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций».
- EN 1337-1 «Опоры строительных конструкций. Часть 1. Общие правила проектирования».
- EN 1337-5 «Опоры строительных конструкций. Часть 5. Опоры комбинированные в обойме».
- EN 1337-6 «Опоры строительных конструкций. Часть 6. Опоры качающиеся»
- EN 1337-7 «Опоры строительных конструкций. Часть 7. Опоры сферические и цилиндрические ПТФЭ».
- EN 1337-11 «Опоры строительных конструкций. Часть 11. Транспортирование, хранение и монтаж».
- EN 10029 «Листы стальные горячекатаные толщиной 3 мм и более. Допуски размеров, формы и массы».
- EN 10164 «Стальные изделия с улучшенными деформационными свойствами в направлении, перпендикулярном поверхности изделия. Технические условия поставки».
- EN ISO 5817 «Сварка. Сварные швы при дуговой сварке. Уровни качества в зависимости от дефектов шва».
- EN ISO 12944-3 «Краски и лаки. Защита от коррозии стальных конструкций системами защитных покрытий. Часть 3. Основные критерии проектирования».
- EN ISO 9013 «Резка тепловая. Классификация резов, полученных тепловым способом. Геометрические характеристики изделий и допуски».
- EN ISO 15613 «Технологическая инструкция и квалификация сварочных процессов для металлических материалов. Сертификация на основании испытания технологии сварки до начала производства».

- EN ISO 15614-1 «Требования и квалификация сварочных процессов для металлических материалов. Испытание технологии сварки. Часть 1. Дуговая и газовая сварка сталей и дуговая сварка никеля и никелевых сплавов».

### **1.3 Допущения**

В дополнение к общим требованиям EN 1990 необходимо учитывать требования по изготовлению и сборке в соответствии с EN 1090.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** При применении настоящего пособия должны учитываться общие требования СН РК EN 1990 и СН РК EN 1991. Все положения данного пособия учитывают, что изготовление и сборка стальных конструкций выполнены согласно EN 1090. Указанный принцип необходим для расчета элементов, где расчетные формулы для определения несущей способности зависят от несовершенств при изготовлении и монтаже ограничиваемых уровнями в EN 1090. Настоящее пособие не должно использоваться для расчета мостов, которые изготовлены и установлены по техническим условиям, кроме EN 1090 без соответствующих допусков и требований монтажа.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Требования к изготовлению приведены лишь в объеме, необходимом для определения качества применяемых конструкционных материалов и изделий. Стандарт качества работ должен соответствовать допускам правил проектирования.

### **1.4 Различия между принципами и правилами**

Различия между Принципами и Правилами проектирования следует принимать согласно Подразделу 1.4 СН РК EN 1990, где приведены различия между принципами и правилами проектирования конструкций.

Принципы включают в себя:

- общие требования и определения основных терминов;
- требования и основные модели расчета, если не указано другое.

Принципы обозначаются буквой Р, которая следует за номером абзаца.

Правила применения — общепризнанные правила, которые дополняют и поясняют принципы.

Допускается выполнять проектирование несущих конструкций для мостов согласно другим нормативным документам или правилам, если они соответствуют строительным нормам СН РК, а результаты расчета равнозначны выполненным по еврокодам.

### **1.5 Термины и определения**

В настоящем пособии используются термины и определения, которые необходимы при проектировании стальных мостов, в соответствии:

- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1990, Основы проектирования несущих конструкций;
- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1993-1-1, Общие правила и правила для зданий;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-5, Пластинчатые элементы конструкций;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-6, Прочность и устойчивость оболочек;

- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-7, Прочность плоских листовых конструкций под действием поперечной нагрузки;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-8, Расчет соединений;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-9, Усталостная прочность;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-10, Свойства трещиностойкости и прочности материала в направлении толщины проката;
- с Пунктом 1.3 СН РК EN 1993-1-11, Проектирование элементов вантовых конструкций.

А также следующие термины с соответствующими определениями:

**1.5.1 мост (bridge):** Инженерно-строительное сооружение, основное предназначение которого – пропуск грузового, автомобильного или пешеходного движения через естественные препятствия или линиям коммуникаций.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Железнодорожные мосты и мосты для пропуска коммуникаций также присутствуют в данном документе.

**1.5.2 устой (abutment):** Любая береговая опора моста.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При необходимости указывается жесткая опора или гибкая.

**1.5.3 опора рамного моста (integral abutment):** Опора, жестко объединенная с пролетным строением мостового сооружения.

**1.5.4 бык (pier):** Промежуточная опора моста, расположенная между береговыми опорами.

**1.5.5 опорная часть (bearing):** Опорная часть строительной конструкции, расположенная между пролетным строением и опорой, передающая нагрузку от пролетного строения на устой или опору.

**1.5.6 ванта (cablestay):** Гибкий элемент, соединяющий пролетное строение с пилоном (пилонами) над пролетом.

**1.5.7 предварительное напряжение (prestress):** Постоянное воздействие, вызванное регулируемы́ми силами и/или контролируемой деформацией конструкции.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Различные типы предварительного напряжения отличаются друг от друга как приложенным напряжением, так и деформацией.

**1.5.8 габарит моста по высоте (headroom):** Высота в свету для обеспечения движения.

**1.5.9 колебание (плит) (breathing (of plates)):** Поперечная деформация плиты, вызванная циклическим приложением нагрузки в одной плоскости.

**1.5.10 вспомогательные конструктивные элементы (secondary structural elements):** Конструктивные элементы, не составляющие основную конструкцию моста.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Вспомогательные конструктивные элементы предназначены для обеспечения безопасной и надежной работы сооружения, а также обеспечения свободного доступа к основным элементам сооружения.

Расчет, основанный на деформированной геометрии конструкции или элемента под нагрузкой, носит название расчета «второго порядка», вместо нелинейного, который относится к обработке свойств материала при расчете конструкций.

## 1.6 Условные обозначения

В настоящем пособии используются обозначения символов, которые необходимы при проектировании стальных мостов, в соответствии:

- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1990, Основы проектирования несущих конструкций;
- с Пунктом 1.6 СН РК EN 1993-1-1, Общие правила и правила для зданий;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-5, Пластинчатые элементы конструкций;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-6, Прочность и устойчивость оболочек;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-7, Прочность плоских листовых конструкций под действием поперечной нагрузки;
- с Пунктом 1.5 СН РК EN 1993-1-8, Расчет соединений;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-9, Усталостная прочность;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-10, Свойства трещиностойкости и прочности материала в направлении толщины проката;
- с Пунктом 1.4 СН РК EN 1993-1-11, Проектирование элементов вантовых конструкций.

Дополнительные символы указаны ниже.

$\sigma_{Ed,ser}$ ,  $\tau_{Ed,ser}$  – номинальные напряжения от нормативного сочетания нагрузок;

$\lambda$ ,  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\lambda_3$ ,  $\lambda_4$ ,  $\lambda_{max}$ ,  $\lambda_{loc}$ ,  $\lambda_{glo}$  – коэффициенты эквивалентного вредного воздействия;

$\Phi_2$ ,  $\Phi_{loc}$ ,  $\Phi_{glo}$  – динамические коэффициенты эквивалентного вредного воздействия;

$\Delta\sigma_p$ ,  $\Delta\sigma_{loc}$ ,  $\Delta\sigma_{glo}$  – диапазоны напряжений от действия нагрузки  $p$ ;

$\mu_k$  – собственное значение коэффициента трения;

$\gamma_\mu$  – коэффициент трения;

$\alpha$  – коэффициент, зависящий от типа опор и количества опор с уравнивающим или неблагоприятным воздействием;

$T_{0max}$ ,  $T_{0min}$ ,  $T_0$  – температуры;

$\Delta T_0$ ,  $\Delta T_K$ ,  $\Delta T_\gamma$  – разности температур;

$\gamma_T$  – частный температурный коэффициент;

$K$ ,  $K_{основание}$ ,  $K_{бык}$ ,  $K_{опора}$  – жесткости пружины (связи);

$S_d$ ,  $S_T$  – длины скольжения.

ПРИМЕЧАНИЕ Обозначение символов в СН РК EN 1993-2 основано на стандарте ISO 3898:1997. У некоторых символов есть более чем одно значение, особое значение, заявляемое в пункте. Например, модуль сопротивления сечения –  $W$  с индексами для того, чтобы обозначить упругое или пластичное поведение.

Использование заглавных символов для коэффициентов  $\gamma$  для материалов подразумевает, что вычисленные значения учитывают два типа, то есть в свойствах материала и в используемой модели несущей способности.

## 1.7 [СН РК EN 1993-1-1] Условные обозначения осей элементов конструкций

1.7.1 Условные обозначения осей элементов следующие:

$x - x$  — продольная ось элемента;

$y - y$  — поперечная ось элемента;

$z - z$  — поперечная ось элемента.

1.7.2 Условные обозначения, применяемые для поперечных осей стальных элементов:

а) в общем случае:

—  $y - y$  — поперечная ось сечения, параллельная полкам;

—  $z - z$  — поперечная ось сечения, перпендикулярная полкам;

б) для углового профиля:

—  $y - y$  — ось сечения, параллельная меньшей стороне;

—  $z - z$  — ось сечения, перпендикулярная меньшей стороне;

в) в необходимых случаях:

—  $u - u$  — основная главная ось (не совпадает с осью  $y - y$ );

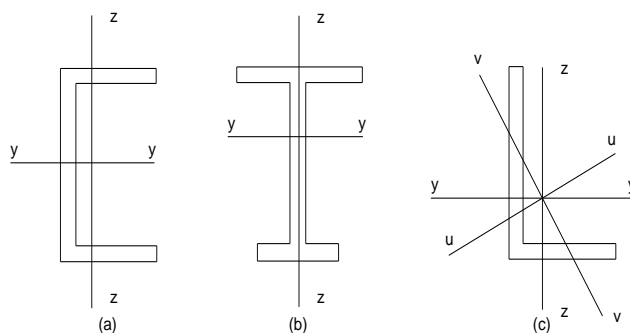
—  $v - v$  — второстепенная главная ось (не совпадает с осью  $z - z$ ).

1.7.3 Символы, используемые для обозначения размеров и осей прокатных профилей, показаны на Рисунке 1.1.

1.7.4 Индекс в обозначении момента обозначает ось, относительно которой действует момент.

ПРИМЕЧАНИЕ В настоящем Еврокоде используются геометрические характеристики сечений относительно главных осей, которые обычно обозначаются как  $y - y$  и  $z - z$ ; для сечений, таких как уголки, они обозначаются как  $u - u$  и  $v - v$





у-у – поперечная ось сечения, параллельная полкам;  
 z-z – поперечная ось сечения, перпендикулярная полкам;  
 u-u – основная главная ось (когда она не совпадает с осью у-у);  
 v-v – второстепенная главная ось (когда она не совпадает с осью z-z)

**Рисунок 1.1 – Условное обозначение знака для осей элементов**

## 2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

### 2.1 Требования

#### 2.1.1 Общие требования

Общие требования, предъявляемые к проектированию конструктивных элементов стальных мостов, основаны на указаниях Пункта 2.1.1 СН РК EN 1993-1-1, где изложены основные требования к проектированию стальных конструкций (в том числе и к стальным мостам):

- а) проектирование конструктивных элементов стальных мостов необходимо выполнять с учетом различных предельных состояний в соответствии с СН РК EN 1990;
- б) выбор нагрузок и воздействий (в том числе и их комбинации) необходимо выполнять в соответствии с СН РК EN 1991;
- в) расчет конструктивных элементов стальных мостов осуществляется по методу предельных состояний с использованием частных коэффициентов безопасности (см. Раздел 6 СН РК EN 1990);
- г) обеспечение требуемой несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструктивных элементов стальных мостов необходимо выполнять согласно указаний Подразделов 6.2 и 6.3, Раздела 7 и Раздела 4 соответственно.

#### 2.1.2 Обеспечение надежности

2.1.2.1 Обеспечение требуемой надежности стальных мостов основывается на указаниях Пункта 2.1.2 СН РК EN 1993-1-1. В соответствии с которым, при проектировании стальных мостов требуется разделять типы конструктивных элементов по соответствующим уровням надежности (см. Приложение С СН РК EN 1990).

2.1.2.2 Необходимый уровень надежности зависит от последствий разрушения конструкции.

2.1.2.3 СН РК EN 1990 идентифицирует четыре «класса исполнения», от 1 до 4, которые отражают увеличивающийся уровень надежности, требуемой от конструкции. Большинство мостов требуется идентифицировать 3 или 4 классом исполнения.

2.1.2.4 Класс исполнения отражен в нормативе EN 1090-2, и уровни исполнения обеспечиваются соответствующим выбором контроля качества и критериев допустимости, требуемых при проектировании и изготовлении.

### **2.1.3 Срок эксплуатации конструкции, прочность и надежность**

#### **2.1.3.1 Общие положения**

2.1.3.1.1 Для достижения требуемого проектного срока эксплуатации и долговечности конструктивных элементов стальных мостов в зависимости от вида воздействий необходимо учитывать указания Пунктов 2.1.3.1.2 – 2.1.3.1.6 настоящего пособия.

2.1.3.1.2 При проектировании конструктивных элементов стальных мостов необходимо обеспечить антикоррозийную стойкость посредством:

- а) выбора соответствующей защиты поверхности по EN ISO 12944;
- б) выбора соответствующей стали, стойкой к атмосферной коррозии;
- в) выбора соответствующей марки нержавеющей стали по EN 10088.

2.1.3.1.3 Необходимо предусматривать меры по обеспечению требуемой усталостной прочности конструктивных элементов стальных мостов согласно указаниям СН РК EN 1993-1-9.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Расчет на усталость требуется производить с учетом проектного срока эксплуатации.

2.1.3.1.4 Проектирование конструктивных элементов стальных мостов необходимо выполнять с учетом возможного износа.

2.1.3.1.5 Расчет конструктивных элементов стальных мостов необходимо выполнять с учетом возможных аварийных воздействий согласно указаниям СН РК EN 1991-1-7.

2.1.3.1.6 Помимо указаний, приведенных в Пунктах 2.1.3.1.2 – 2.1.3.1.5 настоящего пособия, необходимо подвергать конструкции стального моста регулярному техническому осмотру и поддерживать требуемое техническое состояние.

#### **2.1.3.2 Проектный срок эксплуатации**

2.1.3.2.1 Определять проектный срок эксплуатации моста необходимо в соответствии с Пунктом 2.1.3.2 СН РК EN 1993-2 и Пунктами 2.1.3.2.1 – 2.1.3.2.3 настоящего пособия. Требования к расчетной долговечности и проектному сроку эксплуатации для мостов и компонентов моста также представлены в СН РК EN 1990.

2.1.3.2.2 В основном затрагивается детализация системы защиты от коррозии и требования для технического обслуживания и осмотра (Пункт 2.1.3.1(1) СН РК EN 1993-2) и мер по обеспечению усталостной долговечности, учета износа и расчета на аварийные воздействия (Пункт 2.1.3.1(2)Р СН РК EN 1993-2). Временные конструкции (которые не будут демонтированы и многократно использованы) имеют срок службы 10 лет, в то время как у несущих конструкций срок службы 10 – 25 лет, а у постоянного моста расчетный срок службы составляет 100 лет.

2.1.3.2.3 Расчетные сроки службы временных и постоянных мостов могут быть различны по проектным и специальным техническим условиям в соответствии с Пунктом 2.1.3.2(1) СН РК EN 1993-1-1.

### **2.1.3.3 Долговечность**

2.1.3.3.1 Для достижения расчетной долговечности, мосты и компоненты моста должны быть защищены от коррозии, усталости и износа, а также должны регулярно осматриваться и обследоваться.

2.1.3.3.2 В случаях, где компоненты моста не могут быть запроектированы на полную долговечность моста, они должны быть заменяемыми.

2.1.3.3.3 Указания Пункта 2.1.3.3(5) СН РК EN 1993-2 предназначены для того, чтобы оценить ситуацию с нагрузками, определяющими несущую способность, такую как у основания ребра жесткости.

### **2.1.3.4 «Живучесть» и прочность конструкций**

2.1.3.4.1 Особые (аварийные) воздействия необходимо рассматривать в соответствии с СН РК EN 1991-1-7.

2.1.3.4.2 Части мостов (такие как поддерживающие опоры, парапеты и др.) должны быть запроектированы более прочными, чтобы мост не повреждался непосредственно воздействиями.

2.1.3.4.3 Согласно Пункту 2.1.3.4 СН РК EN 1993-2 требуется, чтобы при повреждении конструктивного элемента (такого как ванта моста) мост был способен к восприятию соответствующих воздействий в аварийной ситуации.

## **2.2 Расчет по предельным состояниям**

2.2.1 Пункт 2.2(1) СН РК EN 1993-2 основывается на Пунктах 2.2(1) и 2.2(2) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 2.2.1 – 2.2.5 настоящего пособия). Требуется использовать формулы для определения несущей способности, характеристика которых приведена в СН РК EN 1990.

2.2.2 При использовании данных формул предполагается, что материалы отвечают таким требованиям как вязкость, вязкость разрушения в направлении толщины проката.

2.2.3 Указанные требования представлены в Разделе 3 СН РК EN 1993-2.

2.2.4 Необходимо учитывать требования EN 1090 (таким как допуски) в процессе изготовления и монтажа, поскольку данные требования включены в некоторые формулы для определения несущей способности.

2.2.5 Упругий глобальный расчет должен использоваться в расчете моста (см. Пункт 2.2(3) СН РК EN 1993-2), но пластический расчет рекомендуется использовать в аварийных ситуациях, таких как воздействие на парапет. Пункт 2.2(4) СН РК EN 1993-2 предполагает, что соответствующая усталостная долговечность может быть достигнута путем учета усталости и/или надлежащего конструирования моста и его элементов.

## **2.3 Основные переменные**

### **2.3.1 Нагрузки и воздействия**

#### **2.3.1.1 Основные требования**

2.3.1.1.1 Пункт 2.3.1(1) СН РК EN 1993-2 основывается на Приложении А.2 СН РК EN 1990 для определения комбинации воздействий и частных коэффициентов безопасности.

2.3.1.1.2 Для каждого постоянного воздействия, такого как собственный вес, частный коэффициент безопасности по нагрузке рекомендуется использовать для всей конструкции, с вычислением каждого особого эффекта воздействия.

2.3.1.1.3 Могут быть некоторые исключения, указанные в Пункте 6.4.3.1(4) СН РК EN 1990, т.е. в случаях, где результаты расчетов чувствительны к изменениям величины постоянного воздействия в различных местах конструкции – неблагоприятные и благоприятные части данного воздействия нужно рассматривать как отдельные воздействия. Данное положение касается, прежде всего, расчетов устойчивости и аналогичных предельных состояний. Одно такое исключение предназначено для проверки несущей способности неразрезных балок, где каждый промежуток рассматривается отдельно с применением неблагоприятных и благоприятных значений нагрузки.

#### **2.3.1.2 Учет неравномерных осадок и приложенных деформаций**

2.3.1.2.1 Согласно требованиям Пункта 2.3.1(4) СН РК EN 1993-1-1 влияния неравномерных осадок или приложенных деформаций или других видов предварительного напряжения, возникающих при возведении, следует учитывать в расчете по их нормативной величине  $P_k$  как постоянные воздействия и группировать с другими постоянными воздействиями  $G_k$  как единое воздействие ( $G_k + P_k$ ).

2.3.1.2.2 Для неравномерных осадок Приложение А.2 СН РК EN 1990 идентифицирует неравномерную осадку как постоянное воздействие  $G_{set}$  и предлагает частный коэффициент безопасности  $\gamma_{G,set}$ . Рекомендуемое значение коэффициента безопасности  $\gamma_{G,set} = 1,2$  (когда используется линейный упругий расчет) и оно меньше, чем рекомендуемое значение 1,35 для других постоянных нагрузок.

2.3.1.2.3 Для приложенных деформаций (например, понижающих несущую способность конструкции), эффект деформации не связан с величиной нагрузки от собственного веса и не требуется собирать их в группу с применением благоприятного или неблагоприятного коэффициента к обоим воздействиям.

## 2.4 Проверка методом частных коэффициентов

2.4.1 Пункт 2.4(1) СН РК EN 1993-2 основывается на Пунктах 2.4.1(1), 2.4.2(1), 2.4.2(2), 2.4.3(1), 2.4.4(1) СН РК EN 1993-1-1.

2.4.2 Требуемые к рассмотрению воздействия приведены в СН РК EN 1991. Воздействия на стадиях монтажа приведены в СН РК EN 1991-1-6. Воздействиями, которые являются приложенными деформациями, а не приложенными силами, рекомендуется иногда пренебрегать там, где есть запас вязкости в поперечных сечениях, и элемент защищен от выпучивания.

2.4.3 Пункт 2.4.2(2) СН РК EN 1993-1-1 разъясняет, что несовершенства из СН РК EN 1993 учитывают геометрические допуски, конструктивные несовершенства, остаточные напряжения и изменения в пределе текучести.

2.4.4 Пункт 2.4.3(1) СН РК EN 1993-1-1 разъясняет, что несущая способность поперечного сечения основана на номинальных напряжениях вместе с номинальными или нормативными значениями свойств материала, как определено в соответствующих пунктах СН РК EN 1993. Расчетная несущая способность  $R_d$  определена нормативной или номинальной несущей способностью  $R_k$  и вычисляется по формуле:

$$R_d = R_k / \gamma_m, \quad (2.1)$$

где  $\gamma_m$  — соответствующий частный коэффициент безопасности по материалу.

## 2.5 Проектирование в комплексе с испытаниями

2.5.1 Данный пункт основывается на Пунктах 2.5.1(1) – 2.5.1(3) СН РК EN 1993-1-1. Нормативная несущая способность в СН РК EN 1993 получена с использованием указаний Приложения D СН РК EN 1990.

2.5.2 Согласно СН РК EN 1990 требуется использовать два альтернативных метода вычисления расчетных значений несущей способности. Определять нормативную несущую способность и далее расчетную несущую способность определять с использованием соответствующих частных коэффициентов безопасности или непосредственно определить расчетную несущую способность. СН РК EN 1993 использует последний подход и, следовательно:

$$R_k = R_d \cdot \gamma_{mi}, \quad (2.2)$$

где  $\gamma_{mi}$  — соответствующий частный коэффициент безопасности по материалу;

$R_k$  — представляет более низкий 5%-ый квантиль для неограниченных тестов.

Там где необходимо определить нормативную несущую способность для готовых изделий, должен использоваться метод определения  $R_k$  через расчетные значения сопротивления  $R_d$ , принимаемые согласно Приложению D из СН РК EN 1990.

### 3 МАТЕРИАЛЫ

#### 3.1 Общие положения

3.1.1 Согласно Пункту 3.1(1) СН РК EN 1993-2 требуется номинальные значения свойств материала, указанные в главе 3 из СН РК EN 1993-1-1, принимать во всех расчетах как нормативные.

3.1.2 Методы вычисления в СН РК EN 1993-2 и СН РК EN 1993-1-1 строго ограничены использованием марок стали, перечисленными в Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-1, которая предоставляет стали с пределом текучести до 460 МПа.

ПРИМЕЧАНИЕ Допускается применять отечественные марки стали с пределом текучести до 460 МПа. Для выбора аналогов отечественных сталей с целью определения нормативных значений предела текучести и предела временного сопротивления допускается использование Таблицы Е.1 Приложения Е.

3.1.3 Использование классов стали с пределом текучести более 460 МПа для расчета конструкций, включая расчет моста, указано в СН РК EN 1993-1-12. Данные строительные нормы обеспечивает дальнейшие требования и модификации к правилам в других частях СН РК EN 1993.

ПРИМЕЧАНИЕ Допускается применять отечественные марки стали с пределом текучести более 460 МПа. Для выбора аналогов отечественных сталей с целью определения нормативных значений предела текучести и предела временного сопротивления допускается использование Таблицы Е.1 Приложения Е.

#### 3.2 Конструкционная сталь

##### 3.2.1 Характеристики материала

3.2.1.1 Правила в СН РК EN 1993 используют и предел текучести ( $f_y$ ) и предел прочности на растяжение ( $f_u$ ) стали. Для стали прочность меняется в зависимости от толщины проката, и указанное изменение должно быть учтено в расчетах несущей способности. Для определения прочности материала имеются два варианта, представленные в Пункте 3.2.1(1) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 3.2.1.2 и 3.2.1.3 настоящего пособия):

3.2.1.2 Определяются значения ( $f_y$ ) и ( $f_u$ ) для используемых марок сталей из стандарта на изделие. ( $f_y$ ) определяется как значение  $R_{eh}$ , а ( $f_u$ ) определяется как значение  $R_m$ . Должны быть выбраны значения, соответствующие фактической толщине пластины.

3.2.1.3 Используются упрощенные значения ( $f_y$ ) и ( $f_u$ ) из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-1. Таблица позволяет использовать ( $f_y$ ) и ( $f_u$ ) до толщин в 40 мм, с помощью которой вычисляется более уточненная оценка несущей способности, чем по стандарту на

изделие. Стандарты на изделие имеют тенденцию уменьшать допустимые значения ( $f_y$ ) и ( $f_u$ ) для пластин свыше 16 мм толщиной.

### 3.2.2 Требования к пластичности

3.2.2.1 В ряде пунктов в СН РК EN 1993 предполагается, что материал, используемый в стальных элементах, достаточно вязок для того, чтобы перераспределить усилия и учесть вязкое поведение. Согласно Пункту 3.2.2(1) СН РК EN 1993-1-1 необходимо, чтобы минимальная пластичность определялась следующими требованиями (см. Пункты 3.2.2.2 – 3.2.2.4 настоящего пособия).

3.2.2.2 Отношение  $f_u/f_y$  минимального предела прочности на растяжение  $f_u$  к минимальному напряжению текучести  $f_y$  должно быть больше или равно предельному значению 1,10.

3.2.2.3 Относительное удлинение после разрыва образца для испытаний с расчетной длиной, равной  $5,65 \cdot \sqrt{A_0}$ , (где  $A_0$  — начальная площадь поперечного сечения образца для испытаний) не должно быть меньше, чем рекомендуемое предельное значение, равное 15%.

3.2.2.4 Предельная деформация  $\varepsilon_u$  (где  $\varepsilon_u$  соответствует деформации при достижении предела прочности  $f_u$ ) должна быть больше или равной  $15 \cdot \varepsilon_y$  (где  $\varepsilon_y$  — деформация при переходе в пластическое состояние).

3.2.2.5 Должны, также, быть сделаны дополнительные проверки на склонность хрупкому разрушению (см. Пункт 3.2.3 СН РК EN 1993-1-1) и пластичности (см. Пункт 3.2.2.3 настоящего пособия).

### 3.2.3 Вязкость разрушения

3.2.3.1 Согласно Пункту 3.2.3(1) СН РК EN 1993-1-1 необходимо удостоверить, что все стали имеют достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение в течение проектного срока службы моста при самой низкой температуре эксплуатации растянутых элементов.

Пункт 3.2.3(2) требует использовать СН РК EN 1993-1-10 при выборе стали и считается, что если условия, приведенные в данных строительных нормах, выполняются при самой низкой температуре, сталь имеет достаточное сопротивление хрупкому разрушению.

Допускаются более высокие требования к ударной вязкости по Шарпи, чем приведенные в СН РК EN 1993-1-10, которые могут быть установлены для основного металла.

Таблица 3.1 СН РК EN 1993-2 дает пример дополнительных требований, но они не обязательны и могут быть изменены в Национальном Приложении.

3.2.3.2 Основными факторами при оценке сопротивления хрупкому разрушению в СН РК EN 1993-1-10 является минимальная температура эксплуатации и максимальное растягивающее напряжение, которое возможно в элементе при данной температуре. В СН

РК EN 1993-1-10 указаны основные факторы и в Таблице 2.1 перечисляются максимальные допустимые толщины стальных элементов различных марок стали относительно их минимальной температуры и уровня напряжений. Но указанные факторы не являются единственными, влияющими на хрупкое разрушение.

3.2.3.3 Для каждого элемента стального моста сущность расчетного подхода – вычислить минимальную температуру  $T_{Ed}$ , и связанное с ней напряжение  $\sigma_{Ed}$  в элементе. Тогда возможно установить подходящие классы стали для элемента из Таблицы 2.1 СН РК EN 1993-1-10. Другие параметры, которые влияют на сопротивление хрупкому разрушению элемента (тип трещины, форма элемента, уровень напряжения, остаточное напряжение и степень холодной обработки), представленные в СН РК EN 1993-1-10, учитываются путем подстановки каждого параметра в выражение для минимальной температуры.

3.2.3.4 Концентрация напряжений высокого уровня (такая как, при резком изменении сечения) не представлена в СН РК EN 1993-1-10. Подход в СН РК EN 1993-1-10 предназначен для того, чтобы выбирать сталь для нового сооружения, и не предназначен для оценки хрупкого разрушения стальных элементов при эксплуатации. В СН РК EN 1993-1-10 также приводятся руководящие принципы для оценки сопротивления хрупкому разрушению методами механики разрушения с использованием характеристик трещиностойкости. Указанный подход к выбору класса стали и толщины элемента иллюстрируется примером (при отсутствии ударной нагрузки).

#### ПРИМЕР 1 Выбор подходящего класса стали для элементов моста

Необходимо подобрать подходящие марки стали для нижних поясов моста на автостраде, кроме того, должен быть учтен запас безопасности  $\Delta T_R = 10^\circ\text{C}$ .

Ударные воздействия отсутствуют, как и концентрация напряжений,  $T_{md} + \Delta T_r = -40^\circ\text{C}$

Предложенные толщины поясов моста и уровни напряжений следующие:

1  $t = 20\text{ мм}$ ,  $\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 266\text{ МПа}$ ,  $f_y(t) = 355\text{ МПа}$ ;

2  $t = 40\text{ мм}$ ,  $\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 266\text{ МПа}$ ,  $f_y(t) = 355\text{ МПа}$ .

3  $t = 60\text{ мм}$ ,  $\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t) = 251\text{ МПа}$ ,  $f_y(t) = 335\text{ МПа}$ .

По Формуле (2.2) СН РК EN 1993-1-10 при  $\Delta T_\sigma = 0$ ,  $\Delta T_R = 10^\circ\text{C}$ ,  $\Delta T_\varepsilon = 0$ ,  $\Delta T_{\varepsilon,cf} = 0$  находим

$$\begin{aligned} T_{Ed} &= (T_{md} + \Delta T_r) + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_\varepsilon + \Delta T_{\varepsilon,cf} = \\ &= -40 + 0 + 10 + 0 + 0 = -30^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

По Таблице 2.1 указанного нормативного документа при  $T_{Ed} = -30^\circ\text{C}$  и  $\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t)$  находим максимальные допустимые толщины для различных классов прочности сталей S355JR → 15 мм; S355J0 → 25 мм; S355J2 → 40 мм; S355K2 → 50 мм; S355N4 → 75 мм.

Поэтому в соответствии с СН РК EN 1993-1-10 допускаются следующие классы прочности сталей:

1  $t = 20\text{ мм}$ , допускается S355J0;

2  $t = 40\text{ мм}$ , допускается S355J2;

3  $t = 60\text{ мм}$ , допускается S355N4.



### 3.2.4 Свойства вдоль толщины проката

#### 3.2.4.1 Основные положения

3.2.4.1.1 Сталь содержит микродефекты в виде включений, особенно серы, и данные дефекты могут привести к появлению трещин при растягивающих напряжениях вдоль толщины проката, приводящих к разрыву как показано в Рисунке 3.1. Данное явление известно как «слоистое разрушение». Микро несовершенства, до любого появления слоистого разрушения, являются слишком малыми, чтобы быть обнаруженными ультразвуковым тестированием. Но ультразвуковое тестирование допустимо использовать после сварки для проверки отсутствия слоистого разрушения.

3.2.4.1.2 Чтобы обеспечить сопротивление усадочным сварочным деформациям без появления слоистого разрушения, у стальных листов должна быть достаточная вязкость вдоль толщины проката.

3.2.4.1.3 Для оценки свойств вдоль толщины проката листов Пункт 3.2.4(1) СН РК EN 1993-2 требует обратиться к СН РК EN 1993-1-10. Мера вязкости вдоль толщины проката — «Z значение». «Z значение» является по существу процентным уменьшением площади, полученным при отказе при испытании образцов вдоль толщины проката.

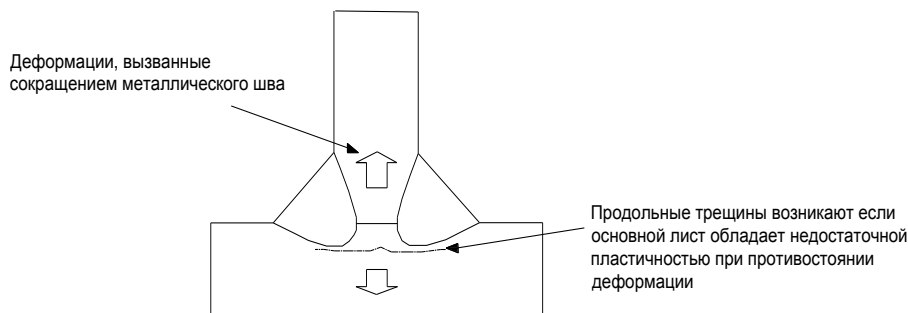


Рисунок 3.1 – Образование продольных трещин

#### 3.2.4.2 Оценка вязкости вдоль толщины проката по СН РК EN 1993-1-10

3.2.4.2.1 В Пункте 3.2 СН РК EN 1993-1-10 утверждается, что образованием слоистых трещин возможно пренебречь если соблюдено следующее ее условие ,

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd}, \quad (3.1)$$

где  $Z_{Ed}$  — необходимая вязкость вдоль толщины проката («Z значение») следующая из размера сварки, ориентации сварки, толщины пластины, защемления и степени подогрева;

$Z_{Rd}$  - нормируемое расчетное значение величины вдоль толщины проката (значение «Z» в соответствии с EN 10164) основного листа;

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e, \quad (3.2)$$

где  $Z_a$  — берется из Таблицы 3.2(a) с использованием катета углового сварного шва;

$Z_b$  - берется из Таблицы 3.2(b) с использованием формы и расположения сварного шва;

$Z_c$  - берется из Таблицы 3.2(с) с учетом влияния толщины материала на сдерживание усадки;

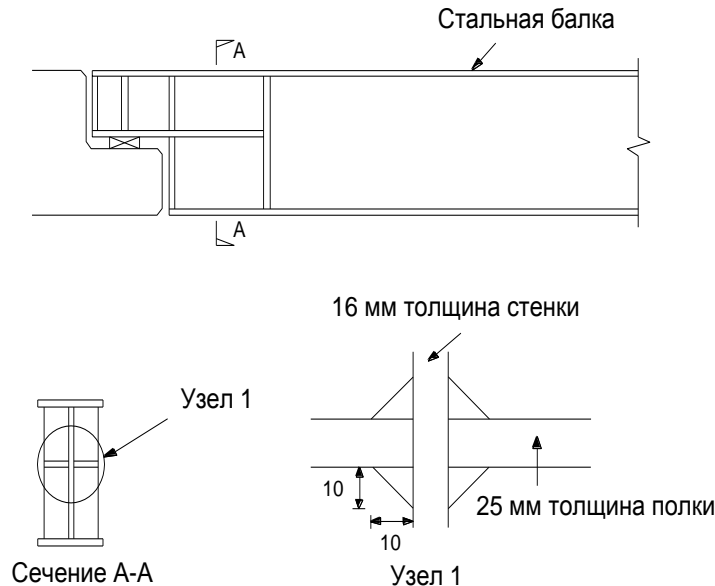
$Z_d$  - берется из Таблицы 3.2(d) с учетом сдерживания усадки другими частями конструкции;

$Z_e$  - берется из Таблицы 3.2(е), учитывающее влияние предварительного подогрева перед сваркой на слоистое разрушение.

3.2.4.2.2 Вычислив  $Z_{Ed}$ , необходимый класс качества в соответствии с EN 10164 требуется получать из Таблицы 3.2 СН РК EN 1993-2. Предельные значения параметра  $Z_{Ed}$  Таблицы 3.2 могут быть измененными в Национальном Приложении.

3.2.4.2.3 При разработке проекта требуется учитывать наименьшую склонность к проблемам, возникающим в направлении толщины проката. Например, прохождение более толстой пластины непрерывно через более тонкую или уторный узел резервуара. Таблица 3.1 СН РК EN 1993-1-10 вводит два класса качества: Класс 1 и 2. Класс 1 требует спецификации свойств вдоль толщины проката для учета слоистого разрушения во всех случаях. Класс 2 требует спецификации свойств вдоль толщины проката только для большинства рискованных деталей с осмотром на слоистое разрушение после изготовления.

**ПРИМЕР 2** Оценка стали с улучшенными свойствами вдоль толщины проката (к EN 10164). Необходимо определить класс качества стали для предотвращения расслаивания стали: Лист средней полки, прорезается через стенку балки (см. Рисунок 3.2).



**Рисунок 3.2 – Иллюстрация для Примера 2**

- 1)  $a_{eff} = 12$  мм, поэтому  $Z_a = 6$  (Таблица 3.2 СН РК EN 1993-1-10).
- 2)  $Z_b = 0$  (угловые многослойные сварные швы).
- 3)  $Z_c = 4$  (половина стенки узла = 16 мм).
- 4)  $Z_d = 0$  (возможна свободная усадка).
- 5)  $Z_e = 0$  (нет определенного подогрева).

По Формуле (3.2) СН РК EN 1993-1-10, имеем

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e = 6 + 0 + 4 + 0 + 0 = 10.$$

Из Таблицы 3.2 СН РК EN 1993-2 следует, что для  $Z_{Ed} \leq 10$  нет никакой необходимости определять сталь через свойства толщины из EN 10164, см. Национальное приложение к СН РК EN 1993-2, Пункт НП 2.8.

### **3.2.5 Допуски**

3.2.5.1 Согласно Пункту 3.2.5(1) СН РК EN 1993-2 требуется, чтобы допуски на размеры сечений стального проката, полых профилей и пластин соответствовали заявленным в соответствующих стандартах на изделие. Таким образом, гарантируется, что отклонения от номинальных значений учтены частными коэффициентами безопасности по материалу СН РК EN 1993. Для сечений, изготовленных при помощи сварки, дополнительные допуски приведены в EN 1090-2 – Пункт 3.2.5(2). Допуски по толщине пластины и размером поперечного сечения не должны учитываться в расчете конструкций – Пункт 3.2.5(3) СН РК EN 1993-1-1. Другие допуски изготовления, такие как прямолинейность и вертикальность опор, определены в EN 1090. Данные несовершенства изготовления, отличные от допусков на размеры поперечного сечения должны быть включены в расчет конструкций там, где эффекты второго порядка являются существенными.

3.2.5.2 Эквивалентные геометрические несовершенства для использования в расчетах конструкций (Пункт 5.3 СН РК EN 1993-2) больше чем допустимые геометрические несовершенства, определенные по EN 1090 потому, что они включают эффекты остаточных напряжений сварки.

3.2.5.3 Дополнительное разъяснение относительно допустимых допусков и инспекционных требований для стальных ортотропных настилов приведено в СН РК EN 1993-2 Приложение С.

### **3.2.6 Расчетные значения коэффициентов по материалу**

Следующие физические коэффициенты должны использоваться в вычислениях для сталей, перечисленных в Пункте 3.2.6(1) СН РК EN 1993-1-1:

- |   |  |
|---|--|
| – Модуль упругости:                           | $E = 2,10 \times 10^6 \text{ МПа}$                       |
| – Модуль сдвига:                              | $G = 8,10 \times 10^5 \text{ МПа}$                       |
| – Коэффициент Пуассона:                       | $\nu = 0,3$  |
| – Коэффициент линейного теплового расширения: | $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ |

### **3.3 Элементы соединений**

#### **3.3.1 Крепежные детали**

Расчет болтовых и заклепочных соединений приведен в Пункте 8.1 настоящего пособия.

### 3.3.1.1 Болты, гайки и шайбы

3.3.1.1.1 Согласно правилам из СН РК 1993-2 для проектирования болтовых соединений предполагается, что болты, гайки и шайбы соответствуют стандартам на изделие (Группа 4) в Пункте 1.2.4 СН РК EN 1993-1-8.

3.3.1.1.2 Согласно Пункту 3.3.1.1(2) СН РК EN 1993-2 требуется применять технические нормативы, приведенные в данном кодексе, в отношении классов болтов, указанных в Таблице 3.1.

3.3.1.1.3 Таблица 3.1 содержит номинальные значения предела текучести  $f_{yb}$  и предела прочности на растяжение  $f_{ub}$ . По Пункту 3.3.1.1(3) СН РК EN 1993-2 требуется использовать данные значения в качестве характеристических значений в расчетах.

**Таблица 3.1 – Прочности классов болтов**

Класс болта	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (МПа)	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (МПа)	400	500	600	800	1000

### 3.3.1.2 Болты с предварительным натяжением

Классы 8.8 и 10.9 высокопрочных болтов для предварительно напряженных соединений рекомендуется использовать в соответствии с СН РК EN 1993-1-8 при условии, что они соответствуют справочным стандартам группы 4 п.1.2.4, группа 7 п.1.2.7 СН РК EN 1993-1-8. Натяжение должно быть выполнено в соответствии с EN 1090.

### 3.3.1.3 Заклепки

Если заклепки применяются как альтернатива болтам, они должны проектироваться в соответствии с СН РК EN 1993-1-8 при условии, что заклепки соответствуют справочным стандартам в группе 6.

### 3.3.1.4 Анкерные болты

Анкерные болты, которые проектируются в соответствии с СН РК EN1993-1-8, должны соответствовать или EN 10025 группа 1, п.1.2.1 или справочным стандартам в группе 4, п.1.2.4 СН РК EN 1993-1-8. Арматурные стержни могут также использоваться в качестве анкерных болтов при условии, что они соответствуют EN 10080. Пункт 3.3.1.4(1) СН РК EN 1993-2 требует, чтобы номинальный предел текучести для анкерных болтов не превышал 640 МПа.

### 3.3.2 Расходные материалы для сварки

При проектировании сварных соединений предполагается, что весь сварочный материал соответствует стандартам, указанным в группе 5, п.1.2.5 СН РК EN 1993-1-8.

Дополнительно, согласно Пункту 3.3.2(2) СН РК EN 1993-2 требуется, чтобы все прочностные свойства сварного шва были не меньше чем таковые для основного листа. Для высокопрочных сталей, с пределом текучести, больше чем 460 МПа, данное правило соответствует СН РК EN 1993-1-12 и использует методы проектирования сварных швов с более низкой прочностью, чем основной лист.

### **3.4 Тросы и другие элементы, работающие на растяжение**

Пункт 3.4(1) СН РК EN 1993-2 отсылает к СН РК EN 1993-1-11 для расчета растянутых элементов.

### **3.5 Опорные элементы**

Согласно Пункту 3.5(1) СН РК EN 1993-2 требуется, чтобы все опорные части стального моста соответствовали EN 1337, который включает 11 частей. Часть 1 названа «Общие расчетные правила» и приводит требования, характерные для всех опор. Остаточные части охватывают расчет различных типов опор и требования для их защиты, монтажа, осмотра и технического обслуживания.

### **3.6 Другие элементы моста**

Чтобы гарантировать последовательное хорошее качество, все вспомогательные элементы (такие как защитные ограждения, компенсационные соединения, парапеты, предохранительные барьеры) должны соответствовать соответствующим техническим требованиям и стандартам на изделия. Национальное Приложение может ограничить типы компонентов, которые могут использоваться.

## **4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ**

### **4.1 Основные положения**

4.1.1 В данной главе приведены основные указания по определению долговечности, представленные в главе 4 СН РК EN1993-2.

4.1.2 Мосты должны быть долговечными так, чтобы они оставались пригодными к эксплуатации в течение проектного срока службы. Пункт 4(1) из Раздела 4 СН РК EN 1993-2 основывается на СН РК EN 1993-1-1, а также на СН РК EN 1990 Пункту 2.4(1), где указано следующее требование: «Конструкция должна быть запроектирована так, чтобы ее расчетная долговечность была не ниже проектного срока службы с учетом воздействия окружающей среды и ожидаемого уровня технического обслуживания».

4.1.3 Стальные элементы моста должны быть запроектированы так, чтобы функционировать в течение всего проектного срока службы моста, с соответствующими уровнями осмотра и технического обслуживания, выполняемого как предусмотрено в расчете. Элементы, ресурс работы которых меньше срока эксплуатации сооружения,

должны быть запроектированы так, чтобы быть заменяемыми как требуется в Пункте 4(6) СН РК EN 1993-2. Участки, восприимчивые к коррозии, механическому изнашиванию или усталости, должны быть доступны для осмотра, и технического обслуживания. Все участки должны быть доступными, но если часть участков не может быть осмотрена для обнаружения признаков коррозии, должен быть сделан припуск на коррозию по толщине в соответствии с Пунктом 4(4) СН РК EN 1993-2 или проведена антикоррозионная обработка. Проверка на усталость должна применяться в связи с отсутствием доступности. Пункт 4(5) СН РК EN 1993-2 требует, чтобы все компоненты моста должны быть проверенными на усталость, доступные для осмотра или нет.

## 4.2 Основные руководящие принципы

4.2.1 Для обеспечения долговечности требуются руководящие принципы, перечисленные в Пунктах 4.2.2 – 4.2.9 настоящего пособия.

4.2.2 Определение марки стали, которая не требует покраски. Большинство проблем долговечности стального моста связаны с коррозией стали после отказа защитной системы покраски; «нержавеющая сталь» бывает эффективной альтернативой обычным применяемым сталям. «Нержавеющая сталь» – низколегированная сталь, которая корродирует намного более медленно, чем стандартные марки стали. В данных условиях должен быть сделан припуск на коррозию по толщине, величина которого зависит от воздействий окружающей среды.

4.2.3 Предотвращение коррозии путем устранения мест повышенной коррозии. Проблемы долговечности начинаются в ловушках коррозии (местах с повышенной склонностью к коррозии) стальной конструкции. Долговечность может быть существенно улучшена, если удастся избежать ловушек коррозии в максимально возможной степени. Данная проблема особенно важна для нержавеющих сталей.

4.2.4 Отказ от использования элементов с невозможностью последующего восстановления лакокрасочного покрытия.

4.2.5 Припуск на коррозию и проверка на усталость для недоступных компонентов. Если области полностью недоступны во время срока службы тогда, их толщину рекомендуется увеличить.

4.2.6 В соответствии с СН РК EN 1993-1-9 требуется, чтобы все недоступные элементы были проверены на усталость, с использованием понятия «безопасного срока службы». Данная проверка требует большего количества частных коэффициентов безопасности в проверке на усталость недоступного элемента, хотя подход «безопасного срока службы» рекомендуется использовать для всех элементов, независимо от того, доступны ли они для осмотра или нет.

4.2.7 Тщательный подбор подготовки поверхности к окраске и самой покраски. Особое значение здесь имеет спецификация предварительных работ для подготовки поверхности к покраске и процедура самой покраски.

4.2.8 Тщательный выбор процедур изготовления и монтажа. Некоторые проблемы долговечности могут быть вызваны неудовлетворительными процедурами изготовления и монтажа. Конструкции стального моста, проектируемые по СН РК EN 1993-2, должны

быть изготовлены в соответствии с EN 1090-2, в котором регламентированы процедуры изготовления и монтажа.

4.2.9 Сохранение целостности узлов. Предотвращение сдвига и последующего возможного изнашивания, а также попадание влаги между пластинами в соединениях.

### **4.3 Проектирование заменяемых элементов**

Пункт 4(6) СН РК EN 1993-2 требует, чтобы элементы, которые не могут быть запроектированы с достаточной надежностью для достижения расчетной долговечности, были заменяемыми. Типичные элементы, ресурс работы которых меньше срока эксплуатации сооружения, следующие:

а) Система защиты от коррозии. Необходимо гарантировать, что защита от коррозии может быть возобновлена в конце ее проектного срока службы.

б) Ванты, тросы, подвески. Необходимо выполнение расчетных проверок для обеспечения того, что конструкция функционирует при удалении троса.

в) Несущая способность. Необходимо гарантировать, что несущая способность обеспечена так, чтобы заменяемые детали могли бы быть удалены из конструкции без чрезмерных усилий и повреждений.

г) Компенсационные соединения. Необходимо гарантировать, что компенсационные соединения могут быть заменены без повреждения настила.

д) Слой асфальта и гидроизоляция. Необходимо гарантировать, что конструкция сохраняет несущую способность при замене покрытия и гидроизоляции.

е) Поручни, парапеты, защита от ветра и шумовые барьеры. Необходимо гарантировать, что данные элементы могут быть легко удалены из конструкции без повреждения главного моста. Элементы, такие как парапеты, которые могут быть восприимчивыми к повреждающему воздействию транспортного средства, должны быть запроектированы так, чтобы их детали (например, консоли настила) и крепления были бы более прочными, чем сам парапет.

ж) Дренажные устройства. Необходимо гарантировать, что дренажные системы равномерно очищаются с проведением осмотра в доступных местах и, что дренажная система может быть легко заменена при необходимости.

## **5 РАСЧЕТ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ**

### **5.1 Моделирование конструкций для расчета**

Указания, приведенные в Разделе 5 СН РК EN 1993-2, распространяются на конструкцию мостов и идеализацию методов расчета, требуемых в различных ситуациях и на классификацию сечений элементов для проверок поперечного сечения, содержащихся в Пункте 6 данного пособия. Учет эффектов потери устойчивости пластины и эффектов сдвигового запаздывания основывается на СН РК EN 1993-1-5.

## **5.1.1 Моделирование конструкций и основные расчетные допущения**

### **5.1.1.1 Основные положения**

5.1.1.1.1 Данный пункт основывается на Пункте 5.1.1 СН РК EN 1993-1-1. Основное требование Пункта 5.1.1(1) СН РК EN 1993-1-1 для расчета - необходимость реального моделирования поведения конструкции и соответствие рассматриваемому предельному состоянию. Согласно Пункту 5.1.1(4) необходим учет других частей СН РК EN 1993 для достижения указанной цели. Там, где жесткость в расчете учтена сдвиговым запаздыванием или эффектами потери устойчивости пластины требуется учет Пункта 2.2 СН РК EN 1993-1-5. Для стальных мостов необходимо рассмотреть данные эффекты для балок коробчатого сечения с ортотропным настилом или других стальных балок со стальной верхней плитой.

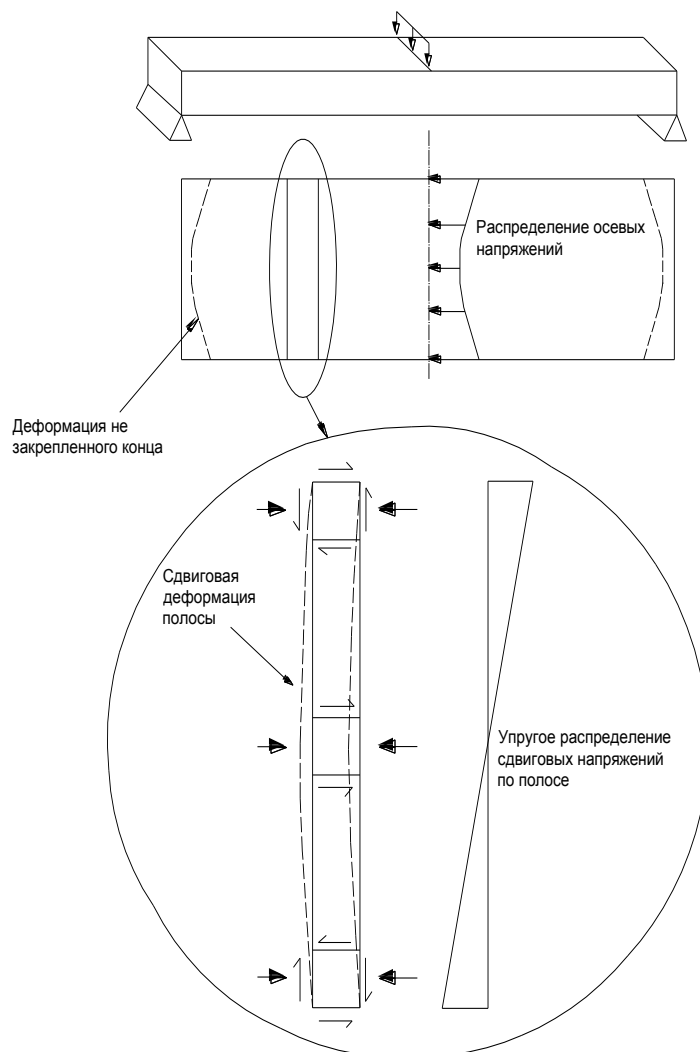
5.1.1.1.2 Пункт 5.1.1(4) требует учета СН РК EN 1993-1-11 для расчета вантовых конструкций. Ряд указаний для моделирования узлов, взаимодействия оснований и опор и вантовых конструкций приводятся в нижеследующих разделах.

### **5.1.1.2 Сдвиговое запаздывание**

5.1.1.2.1 В широких полках при определении податливости при сдвиге в плоскости необходимо учитывать неоднородное распределение изгибного напряжения по ширине полки. Данный эффект известен как сдвиговое запаздывание и иллюстрируется на Рисунке 5.1 для свободно опертой балки коробчатого сечения с линейно распределенной нагрузкой, приложенной в середине пролета.

5.1.1.2.2 Напряжение в полке, смежной со стенкой больше чем ожидаемое по расчету с поперечными сечениями брутто, в то время как напряжение в части полки отдаленной от стенки ниже, чем ожидаемое. К подобным результатам приводят примеры с неразрезными балками с максимумом сдвигового запаздывания в плоскости, проходящей через места перегиба. Сдвиговое запаздывание приводит к потере жесткости сечения при изгибе, которое может быть существенным при определении реальных распределений моментов в расчете.





**Рисунок 5.1 – Иллюстрация сдвигового запаздывания для свободно опертой балки коробчатого сечения**

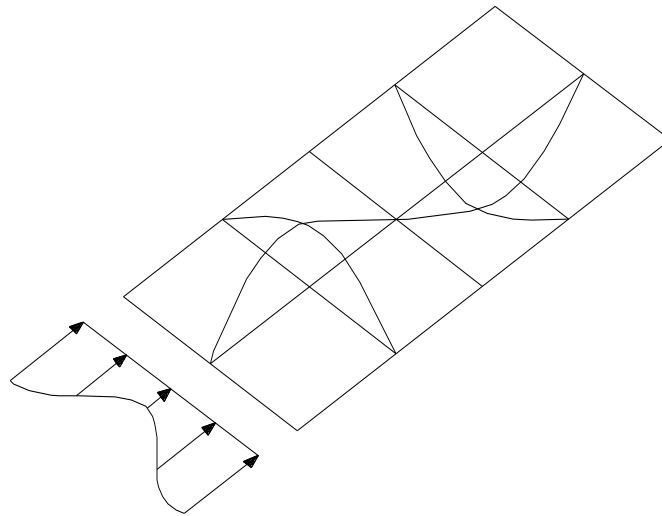
5.1.1.2.3 Определение фактического распределения напряжений зависит от конфигурации нагрузки, крепления полок и любого проявления пластичности. Распределение напряжений по второму предельному состоянию (по пригодности к нормальной эксплуатации) рекомендуется моделировать с использованием упругого конечно-элементного расчета с элементами оболочки. В первом предельном состоянии (по несущей способности) обычно возникает пластичность, и нелинейный расчет с помощью конечных элементов определяет более точное представление распределения напряжений.

### 5.1.1.3 Понятие эффективной ширины

5.1.1.3.1 СН РК EN 1993-2 учитывают и потерю жесткости, и ограниченное увеличение усилий в полке при помощи эффективной ширины полки, которая меньше чем фактическая. Понятие эффективной ширины полки искусственно, но, когда используется

теория изгиба, то это приводит к равномерным усилиям на уменьшенной ширине полки, которые эквивалентны максимальным значениям, смежным со стенками. Если моделирование полок конечными элементами выполнено с достаточной точностью, сдвиговое запаздывание учтено, и дополнительное использование эффективной ширины полки в соответствии с данным пунктом не требуется.

5.1.1.3.2 Согласно Пункту 2.2(3) СН РК EN 1993-1-5 в неразрезных балках для каждого пролета эффективную ширину поясов полок необходимо принимать менее всей ширины пояса, в том числе на участке  $L/8$  длины пролета от каждой опоры, где  $L$  – пролет, или двойная длина консоли. Данная ширина берется постоянной по всему пролету.



**Рисунок 5.2 – Распределение напряжений по ширине тонкой пластины**

5.1.1.3.3 Определение эффекта сдвигового запаздывания, определение эффективной ширины при сдвиговом запаздывании и распределение напряжений при учете эффекта сдвигового запаздывания требуется проводить в соответствии с Пунктом 3 СН РК EN 1993-1-5.

5.1.1.3.4 Жесткость идеально плоских пластин внезапно уменьшается, когда достигнута упругая критическая нагрузка при потере устойчивости. В «реальных» пластинах, у которых есть несовершенства, возникает снижение критической нагрузки из-за роста геометрических несовершенств под нагрузкой.

5.1.1.3.5 Потерю жесткости требуется рассмотреть в общем расчете там, где это существенно, ее рекомендуется представлять эффективной шириной пластины. Снижение прочности (вызванного и неоднородным осевым мембранным напряжением и изгибающими напряжениями из плоскости из-за отклонений, см. Рисунок 5.2) также учитывается при использовании эффективной ширины пластины.

5.1.1.3.6 Эффективная ширина, используемая для вычисления прочности, должна использоваться для эффекта потери устойчивости пластины в упругой стадии (Пункт 2.2(4) СН РК EN 1993-1-5) или более точную эффективную ширину для общего расчета рекомендуется определять по Приложению Е СН РК EN 1993-1-5.

5.1.1.3.7 Пункт 2.2(5) СН РК EN 1993-1-5 допускает не учитывать эффекты потери устойчивости пластины в общем расчете, если эффективная площадь поперечного сечения

сжатого элемента больше, чем  $\rho_{lim}$ , умноженное на площадь поперечного сечения брутто. Здесь  $\rho_{lim}$  – предельное значение по предельному состоянию несущей способности, является национально определяемым параметром, принятое значение которого равно 0,5.

### 5.1.2 Моделирование соединений

Пункт 5.1.2 основывается на Пунктах 5.1.2(1), (2), (3) СН РК EN 1993-1-1 и СН РК EN 1993-1-8.

Согласно требованиям Пунктов 5.1.2(1) и 5.1.2(2) СН РК EN 1993-1-1 допускается пренебречь влиянием деформаций узлов в расчете мостов с шарнирными или жесткими узлами. Одно исключение из данного правила, когда используются «полужесткие» узлы, как определено в СН РК EN 1993-1-8. Узлы такого типа не являются ни жесткими, ни шарнирными, но имеют определенную податливость, сопротивляясь нагрузке. Пример такого узла включает соединение, выполненное посредством скрепленных болтами торцевых пластин, где изгиб торцевых пластин придает гибкость узлу, но узел все еще способен к передаче момента. Полужесткие узлы могут быть неизбежными, например, в соединениях торцевой пластины в некоторых мостах с U-образной рамой. В данном случае податливость определяется по заземлению, переданному сжатым полкам U-образной рамой. СН РК EN 1993-1-8 дает методы определения жесткости узла.

### 5.1.3 Взаимодействие основания и сооружения

Данный Пункт основывается на Пункте 5.1.3(1) СН РК EN 1993-1-1. Пункт 5.1.3(1) относится к «особенностям деформации опор», так, что жесткость опор, пилонов, опорных стен и основания должны быть учтены в расчете. Включается также рассмотрение жесткости при определении эффективных длин для расчета устойчивости или в вычислении сопротивления потере устойчивости непосредственно из расчета.

## 5.2 Общий расчет

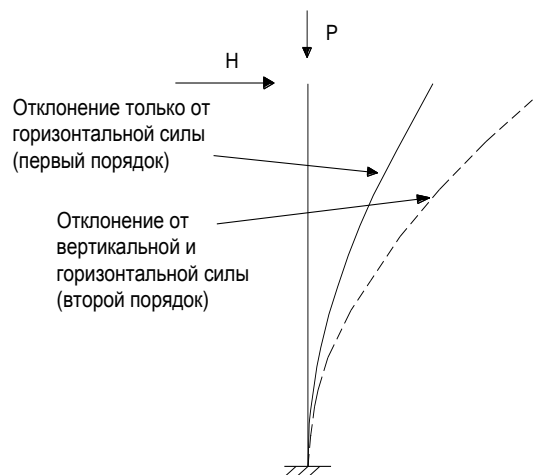
### 5.2.1 Результат влияния деформированной геометрической схемы сооружения

#### 5.2.1.1 Эффекты второго порядка с учетом осевой силы

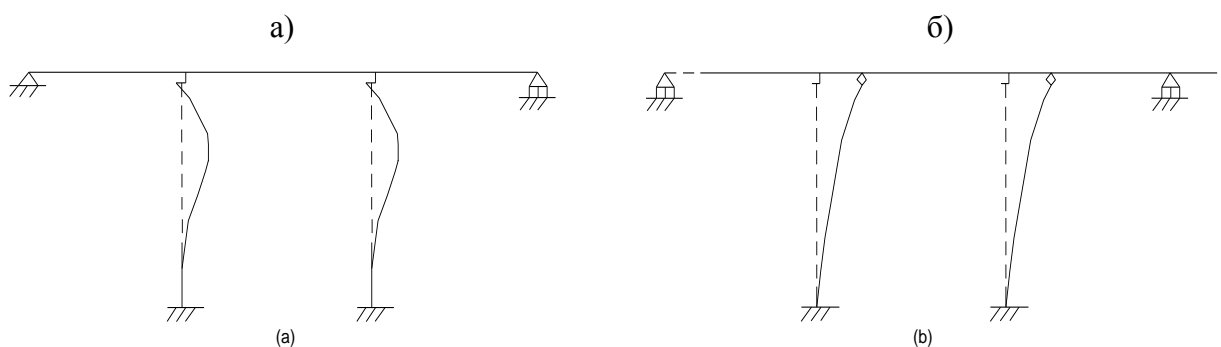
5.2.1.1.1 Эффекты второго порядка (учитывающие деформированную геометрию сооружения) являются дополнительными эффектами воздействия, вызванными взаимодействием продольных усилий и отклонений под нагрузкой. Такие эффекты также называют эффектами  $P - \Delta$  ввиду того, что дополнительные моменты возникают от осевой нагрузки элемента или отклонений системы. Наиболее простой случай - колонна с продольными и горизонтальными нагрузками (см. Рисунок 5.3). Внутренние силы и моменты рекомендуется определять как расчетом по теории первого порядка, так и расчетом по теории второго порядка, как требуется в Пункте 5.2.1(1) СН РК EN 1993-1-1.

5.2.1.1.2 Эффекты второго порядка применимы к формам потери устойчивости из плоскости и в плоскости, включая плоскую форму потери устойчивости. Последняя форма более сложна и требует расчет с использованием конечных элементов с использованием элементов оболочки, чтобы должным образом смоделировать эффекты второго порядка и потерю устойчивости. Метод проверки балок по устойчивости из плоскости с моделированием только эффектов второго порядка в плоскости представлен в Пункте 6.3.4 СН РК EN 1993-1-1.

5.2.1.1.3 Эффекты второго порядка относятся к «изолированным» элементам (например, как на Рисунке 5.3 или Рисунке 5.4(а) и ко всем мостам, которые могут изгибаться с вовлечением нескольких элементов в режиме взаимодействия (см. Рисунок 5.4(б)). Согласно Пункту 5.2.1(2) СН РК EN 1993-1-1 требуется рассмотреть эффекты второго порядка, если они значительно увеличивают эффекты воздействий на конструкцию или значительно изменяют работу конструкции.



**Рисунок 5.3 – Отклонения прямолинейной колонны**



- (а) местные эффекты второго порядка;  
 (б) глобальные эффекты второго порядка;

**Рисунок 5.4 – Примеры потери местной и глобальной устойчивости**

5.2.1.1.4 Расчет второго порядка – по существу расчет по умолчанию в СН РК EN. Расчет первого порядка для мостов и их элементов рекомендуется использовать, если выполнен критерий из Пункта 5.2.1(3) СН РК EN 1993-2. Минусы от необходимости выполнить расчет второго порядка – то, что принцип наложения больше не действует, и все нагрузки должны быть приложены к мосту в комбинации со всеми величинами и коэффициентами, а также комбинациями нагрузок (воздействий).

5.2.1.1.5 В Пункте 5.2.1(3) СН РК EN 1993-1-1 дан критерий для того случая, когда глобальными эффектами второго порядка рекомендуется пренебречь:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \quad (5.1)$$

где  $\alpha_{cr}$  — коэффициент увеличения расчетной нагрузки до уровня критической нагрузки, для того чтобы вызвать упругую потерю устойчивости;

$F_{cr}$  — критическая нагрузка при потере устойчивости для конструкции в упругой стадии;

$F_{Ed}$  — расчетная нагрузка на конструкцию.

Пункт 5.2.1(3) СН РК EN 1993-1-1 также допускает применение данного критерия к отдельным элементам моста, вследствие чего  $F_{Ed}$  и  $F_{cr}$  относятся к усилиям в этих элементах. Для расчета в пластической стадии в Пункте 5.2.1(3) СН РК EN 1993-1-1 приведено более высокое значение для  $\alpha_{cr} \geq 15$ , так как на работу конструкции могут оказать значительное влияние нелинейные свойства материалов в критическом предельном состоянии.

### **5.2.1.2 Влияние сдвига болтов на общий расчет**

5.2.1.2.1 Влияние на статический расчет сдвига в болтовых отверстиях и подобных деформаций в элементах узловых соединений на штифтах и анкерных болтах следует учитывать там, где необходимо, как указано в Пункте 5.2.1(6) СН РК EN 1993-1-1.

5.2.1.2.2 Рекомендуется, чтобы сдвиг болта был учтен для связующих элементов. Внезапная потеря жесткости, являющейся результатом сдвига болта, приводит к увеличению отклонения главного элемента и увеличенной силы в связующих элементах, которая может привести к полному отказу конструкции. Связующие элементы должны проектироваться как сдвигоустойчивые в предельном состоянии по несущей способности (Категория С, п.3.4 СН РК EN 1993-1-8). Сдвиг может также произойти в соединениях внахлестку главной балки.

## **5.2.2 Структурная устойчивость ферм**

### **5.2.2.1 Основные положения**

5.2.2.1.1 Указанный раздел основан на Пунктах 5.2.2(1) – 5.2.2(4), (7), (8) СН РК EN 1993-1-1. Должно быть учтено влияние деформации конструкции (см. Пункт 5.2.2(1) СН РК EN 1993-1-1). Проверка устойчивости ферм или их частей должна производиться с учетом несовершенств и эффектов второго порядка (см. Пункт 5.2.2(2) СН РК EN 1993-1-

1). Кроме того, предлагаются 3 способа учета эффектов второго порядка и несовершенств (см. Пункт 5.2.2(3) СН РК EN 1993-1-1). Эффекты второго порядка рекомендуется вычислять с использованием соответствующего расчета конструкции, включая пошаговые или другие итерационные процедуры (см. Пункт 5.2.2(4) СН РК EN 1993-1-1), для одноэтажных рам (ферм), рассчитанных на основе общего упругого расчета. Эффект поперечного отклонения второго порядка от действия вертикальных нагрузок рекомендуется учитывать увеличением горизонтальных нагрузок (например, ветра) и эквивалентных нагрузок, вызванных несовершенством с использованием соответствующего коэффициента (см. Пункт 5.2.2(5.B) СН РК EN 1993-1-1). Для многоэтажных рам (ферм) уточняются методы вычислений эффектов поперечного отклонения второго порядка при выполнении ряда условий (см. Пункт 5.2.2(6.B) СН РК EN 1993-1-1). Необходимо учесть способы проверки устойчивости отдельных элементов (см. Пункт 5.2.2(7) СН РК EN 1993-1-1). Если устойчивость рамы (фермы) оценена проверкой по методу эквивалентной колонны согласно Пункту 6.3 СН РК EN 1993-1-1, то значения расчетных длин должны быть основаны на общей форме потери устойчивости рамы с учетом жесткостей элементов и соединений, наличия пластических шарниров и распределения сжимающих усилий при действии расчетных нагрузок (см. Пункт 5.2.2(8) СН РК EN 1993-1-1). В этом случае внутренние усилия, используемые при определении несущей способности, вычисляются согласно теории первого порядка без учета несовершенств.

5.2.2.1.2 Использование расчета второго порядка с включением «глобальных» несовершенств конструкции и включением «местных» несовершенств элементов приводится в части 5.3 данного пособия. Там, где балка восприимчива к плоской форме потери устойчивости, несовершенства должны также моделироваться, чтобы учесть эффекты второго порядка для данной формы потери устойчивости. Если применяется данный метод, то нет необходимости в отдельных проверках устойчивости элемента, использованием Пункта 6.3 СН РК EN 1993-2 и элементы должны быть проверены по прочности поперечного сечения. Вместо того, чтобы использовать местные и глобальные несовершенства, возможно, применить уникальное несовершенство к конструкции, основанное на самой легкой форме потери устойчивости. Данный метод дан в Пункте 5.3.2(11) СН РК EN 1993-1-1.

5.2.2.1.3 Использование расчета второго порядка, включая «глобальные» несовершенства с проверками устойчивости согласно Пункту 6.3 СН РК EN 1993-2, требуется выполнять для отдельных элементов с использованием концевых моментов и осевых нагрузок из расчета. Так как силы и моменты на концах элемента содержат эффекты второго порядка от глобальной работы конструкции, эффективная длина отдельных элементов тогда равна длине элемента, а не большей эффективной длине, которая включает эффекты глобальных деформаций всей конструкции.

5.2.2.1.4 Допускается использование расчета первого порядка без моделирования несовершенств. Элементы тогда проверяются по Пункту 6.3 СН РК EN 1993-2 с использованием соответствующих эффективных длин, охватывающих первую форму потери устойчивости моста. Все эффекты второго порядка тогда включены в соответствующие формулы по несущей способности в Пункт 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

5.2.2.1.5 Расчет второго порядка рекомендуется выполнить любым прямым расчетом, с помощью компьютерных программ, который учитывает деформированную геометрию, или с учетом увеличения моментов от расчета первого порядка, включая эффекты несовершенств.

#### 5.2.2.2 Расчет второго порядка методом увеличения моментов

5.2.2.2.1 Хотя у упругой критической нагрузки при потере устойчивости или у изгибающего момента нет зависимости от реальной прочности элемента, они могут использоваться в качестве параметра в определении эффектов второго порядка от результатов расчета первого порядка. Пункт 5.2.2(5) СН РК EN 1993-2 основан на упругой теории, так что полные моменты в шарнирно закрепленном стержне, включая эффекты второго порядка, рекомендуется получать путем умножения моментов первого порядка (включая моменты от начальных несовершенств) на множитель, который зависит от осевой нагрузки и Эйлеровой нагрузки при потере устойчивости элемента.

5.2.2.2.2 Случай шарнирно опертого стержня не имеет большого практического значения, так как эффекты второго порядка, и несовершенства для шарнирно опертых стержней приведены в формулах, определяющих несущую способность при изгибной потере устойчивости в Пункте 6.3 СН РК EN 1993-2. Формула (5.2) СН РК EN 1993-2 определяет полные моменты в мостах и компонентах моста, включая эффекты второго порядка путем увеличения моментов первого порядка (включая эффекты всех несовершенств). Момент второго порядка вычисляется по формуле:

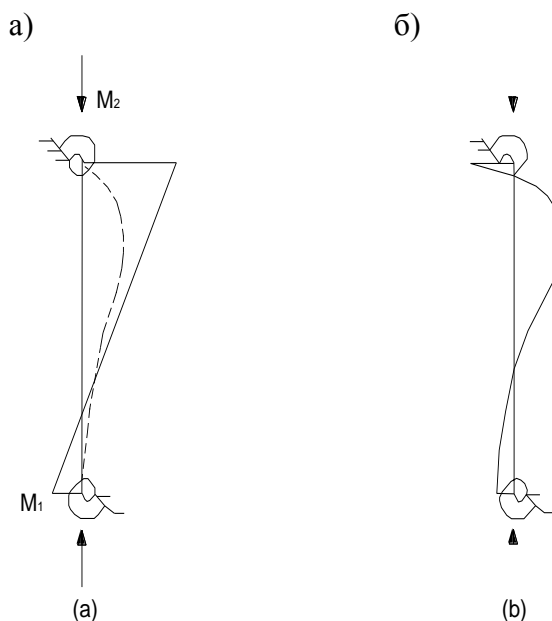
$$M_{II} = M_I \cdot \left[ \frac{1}{1 - (1/\alpha_{cr})} \right], \quad (5.2)$$

где  $\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed}$ .

Для изолированных элементов коэффициент  $\alpha_{cr}$  рекомендуется использовать для синусоидального или треугольного искривления.

Отношение  $F_{cr}/F_{Ed}$  рекомендуется определять непосредственно упругим критическим расчетом устойчивости на ЭВМ.

5.2.2.2.3 Вышеупомянутые выражения предполагают, что пиковый момент первого порядка достигается в том же самом сечении, где и пиковый момент от эффекта  $P - \Delta$ . Рассмотрение составной опоры с изгибной жесткостью (см. Рисунок 5.5), являющейся результатом присоединения к фундаменту на одном конце и к настилу на другом, показывает, что момент  $P - \Delta$  фактически уменьшает пиковый концевой момент первого порядка наверху.



(а) приложенный момент первого порядка и получившееся отклонение;  
 (б) дополнительные моменты от эффектов второго порядка

**Рисунок 5.5 – Увеличение приложенных моментов первого порядка  
 (несовершенства исключены для ясности)**

5.2.2.2.4 Ограничения на использование и точность данного метода означают, что предпочтительнее выполнить упругий компьютерный расчет второго порядка, где необходимо рассмотреть эффекты второго порядка, или включать их посредством соответствующих расчетных длин и формул несущей способности.

### 5.2.2.3 Расчетные длины

5.2.2.3.1 В случаях, где эффекты второго порядка должны быть учтены, но не желательно выполнять расчет второго порядка, понятие расчетной длины (см. Пункты 5.2.2.3.2 – 5.2.2.3.7 данного пособия) необходимо использовать вместе с формулами несущей способности и взаимодействиями из Пункта 6.3 СН РК EN 1993-1-1. В данном случае несовершенства не моделируются, если местные и глобальные эффекты включены в расчетную длину.

5.2.2.3.2 Приложение Г СН РК EN 1993-2 определяет методы вычисления расчетных длин для изолированных элементов моста в фермах и для расчета устойчивости арочных мостов и определяет несовершенства для арок при использовании в расчете второго порядка.

5.2.2.3.3 Руководство по расчетным длинам для элементов, нагруженных в осевом направлении, приведено в СН РК EN 1992-1-1. Типичные примеры изолированных элементов включают:

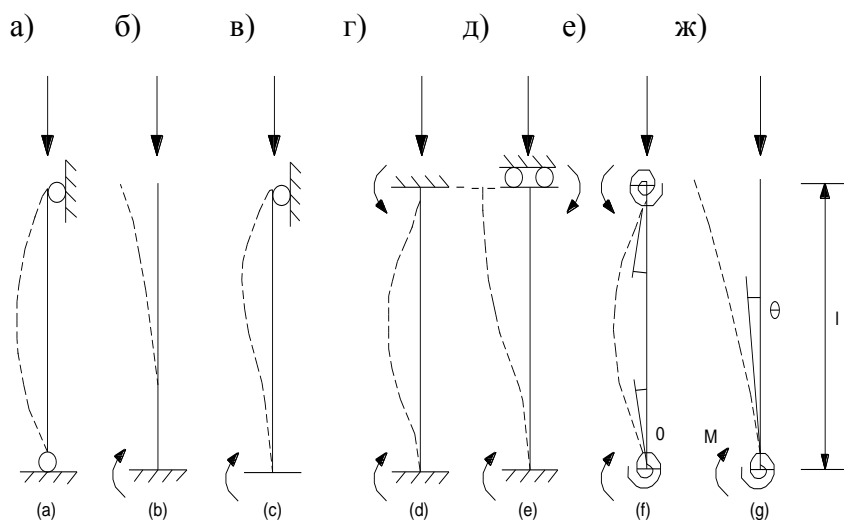


а) стержни со свободным верхом (см. Рисунок 5.6 б)) в предположении, что нагрузка перемещается с опорой;

б) стержни с фиксированным верхом, но где сам настил не обеспечивает позиционной жесткости и перемещается с верхом стержня (см. Рисунок 5.6 б));

в) стержни с фиксированными (шарнирными) опорами наверху, которые ограничены соединением через настил к твердой стене или к другой опоре (см. Рисунок 5.6 в)).

5.2.2.3.4 Расчетные длины, вычисленные в случаях от а) до д) Рисунок 5.6, предполагают, что фундамент (или другие ограничения) обеспечивают жесткую заделку. Практически, это никогда не будет иметь место, и расчетная длина всегда будет несколько больше, чем теоретическая величина для жестких заделок и требуется, чтобы была рассмотрена любая гибкость.



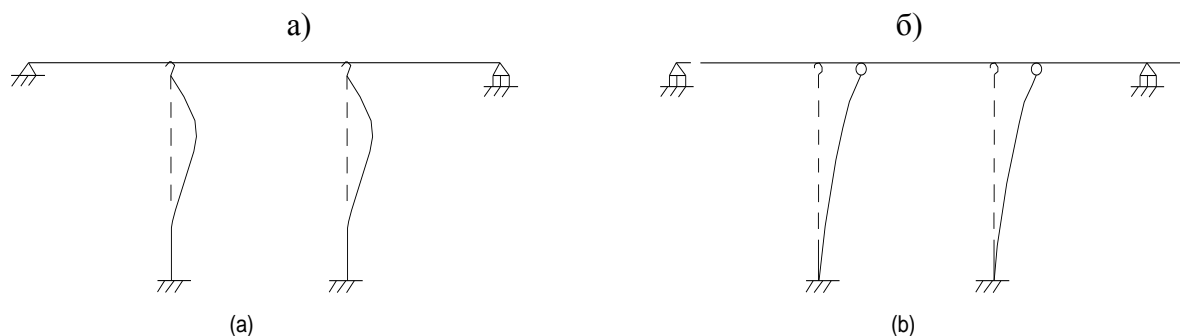
а)  $L_{cr} = l$ ; б)  $L_{cr} = 2l$ ; в)  $L_{cr} = 0.7l$ ; г)  $L_{cr} = l/2$ ;  
д)  $L_{cr} = l$ ; е)  $l/2 < L_{cr} < l$ ; ж)  $L_{cr} > 2l$

**Рисунок 5.6 - Примеры различных форм потери устойчивости и соответствующих расчетных длин для изолированных элементов**

5.2.2.3.5 Необходимо отметить, что случаи на Рисунке 5.6 не учитывают жесткости перемещений в случаях изгиба. Если существенная боковая жесткость достижима, как могло бы иметь место в составном мосте, где одна опора намного более жестка, чем другие, игнорировать данную жесткость было бы неверно, поскольку более гибкие опоры могут фактически быть «скреплены» более жесткими. В данной ситуации упругий критический расчет потери устойчивости на компьютере приводит к уменьшенному значению расчетной длины.

5.2.2.3.6 Для более сложных ситуаций (касается элемента с переменной толщиной вдоль длины), рекомендуется работать непосредственно с  $F_{cr}$ . Величину  $F_{cr}$  требуется вычислять упругим компьютерным расчетом при потере устойчивости и затем использовать для вычисления множителя момента, по Формуле (5.2). Допускается определять гибкость из выражения (6.50) СН РК EN 1993-1-1 для того, чтобы

воспользоваться кривыми несущей способности элемента в Пункте 6.3.1 СН РК EN 1993-2.



а) отдельных опор (есть подкрепление); б) глобальная (не подкреплена);

**Рисунок 5.7— «Местные» и «глобальные» формы потери устойчивости**

5.2.2.3.7 Расчетные длины допускается получать для опор в составных мостах и других, где группы опор переменной жесткости связаны общим настилом. В данном случае нагрузка потери устойчивости и расчетная длина любой опоры зависит от нагрузки и геометрии других опор. Все опоры могут изгибаться вместе и работать как неподкрепленные (см. Рисунок 5.7 б)). Более простая жесткая опора или опорная стена может предотвратить изгиб и дать дополнительную жесткость для других опор (см. Рисунок 5.7 а)). Аналитический метод рекомендуется использовать в данной ситуации для того, чтобы найти точную расчетную длину, прикладывая существующие нагрузки ко всем опорам и увеличивая их (нагрузки) пропорционально, пока не будет найдена интересующая форма потери устойчивости.  $F_{cr}$  тогда определяется как осевая нагрузка в интересующем элементе при потере устойчивости.

### 5.3 Учет дефектов сооружения

#### 5.3.1 Общие положения

5.3.1.1 Данный пункт основывается на Пункте 5.3.1(1) — 5.3.1(3) СН РК EN 1993-1-1. Несовершенства включают геометрические несовершенства и остаточные напряжения (см. Пункт 5.3.1(1) СН РК EN 1993-1-1). Термин «геометрическое несовершенство» используется, чтобы описать отклонения от точной геометрической формы, которые получаются во время изготовления и монтажа, от размеров из чертежей. Геометрические несовершенства включают отклонение от вертикальности, от прямолинейности, от расчетных размеров и незначительные эксцентриситеты узла. Поведение элементов под нагрузкой также учитывает остаточные напряжения в пределах элементов. Остаточные напряжения могут привести к текучести при более низкой приложенной внешней нагрузке, чем расчетные. Эффекты остаточных напряжений рекомендуется моделировать дополнительными эквивалентными геометрическими несовершенствами.

5.3.1.2 Пункт 5.3.1(3) СН РК EN 1993-1-1 указывает на то, что несовершенства могут относиться ко всей конфигурации конструкции (глобальное несовершенство) или в

местном масштабе к элементам (местное несовершенство). Несовершенства должны быть включены в общий расчет, если они не включены при помощи соответствующих формул несущей способности при проверке элементов. Например, кривые изгибной устойчивости, указанные на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1, включают все несовершенства для вычисления расчетной длины по устойчивости элемента.

### 5.3.2 Несовершенства для общего расчета ферм

#### 5.3.2.1 Общие положения

Данный пункт основан на Пункте 5.3.2(1) — 5.3.2(3) СН РК EN 1993-1-1. Пункт 5.3.2(1) рекомендует получать приемлемую форму общих и местных несовершенств из формы упругой потери устойчивости. Формы потери устойчивости в плоскости и из плоскости, включая симметрические и асимметричные формы, требуется рассматривать в соответствии с Пунктом 5.3.2(2). Должны быть рассмотрены несколько форм потери устойчивости, а не только одна с самым низким значением по нагрузке. Правила в СН РК EN 1993-1-1 охватывают полный расчет элементов балки и не рассматривают местную потерю устойчивости пластины. СН РК EN 1993-1-5 приводит правила моделирования несовершенств в элементах пластины. Остальная часть Пункта 5.3.2 данного пособия определяет использование глобальных и местных несовершенств, а также использование комбинации местных и глобальных несовершенств.

#### 5.3.2.2 Несовершенства на основе общей формы потери устойчивости

5.3.2.2.1 Согласно требованиям Пункта 5.3.2(11) СН РК EN 1993-1-1 рекомендуется получать приемлемую форму глобальных и местных несовершенств, основанных на форме рассматриваемого вида потери устойчивости для моста и ту же самую форму упругой потери устойчивости из выражений (5.9) и (5.10) СН РК EN 1993-1-1. Амплитуда отклонения воспроизведена здесь в виде единой формулы:

$$\eta_{init} = \frac{\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)}{\bar{\lambda}^2} \cdot \frac{1 - \frac{\chi \bar{\lambda}^2}{\gamma_{m1}}}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \cdot \frac{M_{Rk}}{EI \eta_{cr,max}''} \eta_{cr}, \quad (5.3)$$

где  $\eta_{cr}$  — отклонение элемента при потере устойчивости в упругой стадии;

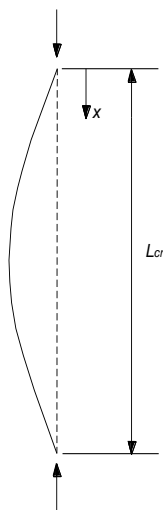
$EI \eta_{cr,max}''$  — максимальный изгибающий момент, обусловленный  $\eta_{cr}$  в критическом поперечном сечении;

$\alpha$  — коэффициент несовершенства, для соответствующей формы потери устойчивости взятый из Таблиц 6.1 и 6.2 СН РК EN 1993-1-1.

$\chi$  — понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости, зависящий от поперечного сечения (см. Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1).

5.3.2.2.2 Несовершенства приведенной формулы основаны на тех же самых неявных несовершенствах, что и в формуле расчета Пункта 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1. Использование данного выражения иллюстрируется наиболее просто путем рассмотрения

шарнирно опертого стержня, показанного на Рисунке 5.8, для которого упругий расчет с использованием приведенной формулы приводит к тем же самым результатам.



**Рисунок 5.8 – Вид формы потери устойчивости шарнирно опертой подпорки при сжатии**

5.3.2.2.3 Общая процедура должна сначала определить форму потери устойчивости, принимая некоторую максимальную ординату (обычно 1,0, поскольку указанные формы обычно нормализуются), и затем определить максимальный момент от данной формы потери устойчивости. Несовершенство тогда вычисляется по приведенной выше формуле, имея тот же самый вид, что и изогнутая форма.

5.3.2.2.4 Для арочных мостов несовершенства, приведенные в Таблице Г.8 Пункта Г.3.5 Приложения Г СН РК EN 1993-2 рекомендуется использовать непосредственно.

### **5.3.2.3 Разделение местных и глобальных несовершенств**

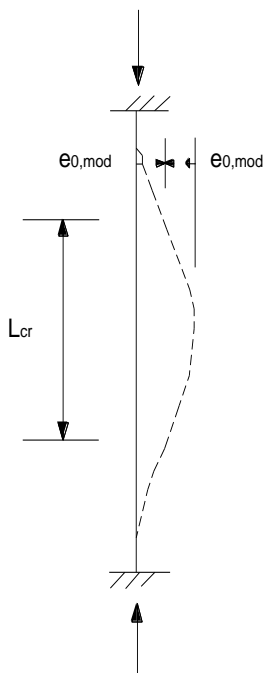
5.3.2.3.1 Несовершенства рекомендуется использовать как комбинацию глобального несовершенства поперечного отклонения и местных несовершенств элементов из Пункта 5.3.2(3) СН РК EN 1993-1-1.

5.3.2.3.2 Местные несовершенства элементов необходимо учитывать как прогиб по длине элемента  $L$ , с величиной прогиба  $e_0/L$ . Величину  $e_0$  требуется определять по Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-1 согласно кривой потери устойчивости, определенной Таблицей 6.2. Рекомендуется учесть случай, где местное несовершенство распределено по той же самой форме, как и форма потери устойчивости элемента, полученная, если поперечное отклонение отсутствует. Если данное требование выполнено, амплитуду  $e_{0,mod}$  на половине длины волны  $L_{cr}$  рекомендуется определять по Таблице 5.1 с использованием величины  $e_{0,mod}/L_{cr}$ . Данная ситуация показана на Рисунке 5.9 для экстремального случая бесконечно жесткой на кручение опоры. В данном случае показанное несовершенство может привести к большим моментам, чем, когда используется половина волны прогиба. Во всех случаях требуется определить

направление местного прогиба, чтобы гарантированно учесть максимальное совместное воздействие от местных и глобальных несовершенств.

5.3.2.3.3 Несовершенства рекомендуется учитывать либо моделированием их непосредственно во всей конструктивной схеме или, заменой их эквивалентными силами, как отмечено в Пункте 5.3.2(7) СН РК EN 1993-1-1.

5.3.2.3.4 Требуется, чтобы несовершенства, вызванные поперечными отклонениями, были рассмотрены во всех направлениях, но они не действуют одновременно в двух и более направлениях. Данное требование необходимо при определении критического распределения несовершенств.



**Рисунок 5.9 - Пример возможного дополнительного местного несовершенства в условиях изгибного защемления на концах**

### 5.3.3 Несовершенства для анализа системы связей жесткости

5.3.3.1 Несовершенства для анализа системы связей жесткости балок необходимо определять в соответствии с Пунктами 5.3.3.1 – 5.3.3.4 данного пособия, которые основаны на Пункте 5.3.3(1) – 5.3.3(5) СН РК EN 1993-1-1 и рассматривают системы связей обеспечивающих устойчивость балок, хотя Пункт 5.3.3 касается и балок и сжатых элементов. Когда присутствуют системы связевых элементов, соответствующие несовершенства для их расчета могут отличаться от несовершенств для мостовых балок. Связи необходимы для сжатых полок мостовых балок и могут быть в виде одного только крепления, как показано в Пункте 5.6, или могут быть комбинацией сжатия и изгиба. Последние, как правило, устанавливаются в стальных мостах в зонах изгиба, где плиты настила образуют крепление растянутой полке и нижняя полка связана с настилом через вертикальное крепление.

5.3.3.2 Системы раскосов рассчитываются с применением прогибов величиной  $e_0$  к раскрепленным элементам (если элементы сжаты), или к раскрепленным полкам если элементы изгибаются (см. Пункт 5.3.3(1) СН РК EN 1993-1-1).

$$e_0 = \alpha_m \cdot L / 500, \quad (5.5)$$

где  $L$  – пролет системы связей;

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$  — понижающий коэффициент, учитывающий уменьшенную вероятность прогиба всех полков в одном и том же направлении тем же самым максимальным количеством;

$m$  — число раскрепленных полков.

5.3.3.3 Пункт 5.3.3(2) допускает замену начальных изгибных отклонений эквивалентной стабилизирующей силой  $N_{Ed}$ , как показано на Рисунке 5.6 СН РК EN 1993-1-1.  $N_{Ed}$  — максимальная сила в полке, определенная в Пункте 5.3.3(3). Эквивалентная распределенная погонная нагрузка, приложенная к креплению вдоль балки, должна вычисляться по формуле:

$$q = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}, \quad (5.6)$$

где  $\delta_q$  отклонение в плоскости системы связей под нагрузкой  $q$  и любыми другими приложенными нагрузками, вычисляется расчетом первого порядка. Если используется расчет второго порядка, то  $\delta_q$  рекомендуется принять равным нулю.

5.3.3.4 В случае раскрепления сжатой полки балки постоянной высоты силой  $N_{Ed}$

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}, \quad (5.7)$$

где  $M_{Ed}$  — максимальный изгибающий момент в балке;

$h$  — полная высота балки.

Примечание к пункту разъясняет, что, если балка воспринимает сжимающую нагрузку, часть сжатия, которое несет полка, должна быть включена в расчет  $N_{Ed}$ .

### 5.3.4 Дефекты элементов

5.3.4.1 Данный раздел основан на Пункте 5.3.4(1) – 5.3.4(3) СН РК EN 1993-1-1. Пункт 5.3.4(1) утверждает, что эффекты несовершенств элемента включены в формулы несущей способности по устойчивости элементов. Согласно Пункту 5.3.4(2), при расчете устойчивости элементов посредством расчета второго порядка, в соответствии с Пунктом 5.2.2(7)а следует учитывать отклонения сжатых элементов  $e_0$  согласно с Пунктами 5.3.2(3)б, 5.3.2(5)В, или 5.3.2(6) СН РК EN 1993-1-1.

5.3.4.2 В расчете по теории второго порядка, учитывающего потерю устойчивости плоской формы изгиба, отклонения рекомендуется принимать равными

$$k \cdot e_{0,d}, \quad (5.8)$$

где  $e_{0,d}$  — эквивалентное начальное изгибное отклонение в плоскости наименьшей жесткости рассматриваемого профиля.

В общем случае дополнительное закручивающее отклонение учитывать не следует. Если плоская форма потери устойчивости должна быть проведена расчетом второго порядка, то необходим соответствующий расчет с использованием конечных элементов.

## 5.4 Методы анализа с учетом нелинейности деформации материала

### 5.4.1 Общие положения

5.4.1.1 Согласно требованиям Пункта 5.4.1(1) СН РК EN 1993-2 необходимо, чтобы внутренние силы и моменты для всех неаварийных ситуаций были определены упругим расчетом. В отличие от правил для зданий, где рекомендуется применять жесткопластический расчет, применяются элементы 1 класса в местоположениях шарнира и соблюдаются другие требования согласно Пункту 5.6 СН РК EN 1993-1-1.

5.4.1.2 Для аварийных ситуаций, таких как удар автотранспорта об опору моста или удар о парапет, Национальное Приложение дает указания на то, когда может использоваться «пластический» общий расчет. Термин «пластический расчет» использован в СН РК EN1993-1-1 для того, чтобы охватить и нелинейный расчет, и расчет жесткопластический в Пункте 5.4.3(1).

5.4.1.3 СН РК EN1993-1-5 Приложение С определяет правила для нелинейного моделирования пластин методом конечных элементов. Чтобы определить несущую способность пластин, расчет должен быть второго порядка (геометрически нелинейный) с учетом несовершенств. Из Таблицы С.1 следует, что поведение материала может быть упругим, когда отказ происходит при появлении первой текучести где-либо в пластине, или может быть нелинейным, когда может произойти некоторое перераспределение и пластина может выдержать большую нагрузку. Согласно Пункту 5.4.1(1) СН РК EN 1993-2 запрещается использование нелинейного расчета для неаварийных ситуаций для мостов и можно использовать общий пластический расчет для проектирования второстепенных элементов.

5.4.1.4 Правила, для общего пластического расчета, включая жесткопластический расчет, даны в Пунктах 5.4.1 и 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

### 5.4.2 Общий упругий расчет

5.4.2.1 Данный раздел основывается на Пункте 5.4.2(1) – 5.4.2(3) СН РК EN 1993-1-1. Согласно требованиям Пункта 5.4.2(1), линейный упругий общий расчет должен основываться на допущении, что напряженно-деформированное поведение материала линейно независимо от уровня напряжения в элементах. Данное требование применяется даже там, где несущая способность поперечного сечения местных сечений основана на их пластическом сопротивлении (см. Пункт 5.4.2(2) СН РК EN 1993-1-1).

5.4.2.2 Пункт 5.4.2(2) СН РК EN 1993-2 рекомендует, что если все элементы относятся к классу 1, то воздействие температур, усадки и осадки в предельном состоянии по потере несущей способности рекомендуется не учитывать.

5.4.2.3 Упругий общий расчет рекомендуется также использовать там, где местные поперечные сечения восприимчивы к местной потере устойчивости Пункт 5.4.2(3) СН РК EN 1993-1-1.

## 5.5 Классификация поперечных сечений

### 5.5.1 Основные положения

Данный Пункт основан на Пункте 5.5.1(1) СН РК EN 1993-1-1. Классификация поперечных сечений заключается в определении границ, до которых поперечные сечения сохраняют сопротивление и способность к повороту без потери местной устойчивости. Классификация определяет доступные методы общего расчета и основы для сопротивления изгибу. Классификация сечения – функция геометрии поперечного сечения (условия опирания листа и отношение размеров) распределения напряжений в элементе и предела текучести элемента.

### 5.5.2 Классификация

5.5.2.1 Классификацию поперечных сечений необходимо проводить в соответствии с требованиями Пункта 5.5.2(1)-(10) СН РК EN 1993-1-1 и Пунктов 5.5.2.1 - 5.5.2.8 данного пособия. Стальные элементы сгруппированы в следующие четыре класса согласно Пункту 5.5.2(1):

а) Поперечные сечения **1 класса** – те, в которых без снижения сопротивления может сформироваться пластический шарнир со способностью поворота требуемой при пластическом расчете и достигаемой без снижения несущей способности. Для стальных мостов СН РК EN 1993-2 не разрешает жесткопластический расчет, кроме аварийных ситуаций.

б) Поперечные сечения **2 класса** – те, в которых может развиваться сопротивление пластическому моменту, но ограничена способность к повороту вследствие местной потери устойчивости. Первое предельное состояние по несущей способности достигается в полностью защемленном поперечном сечении 2 Класса, когда развивается пластический шарнир и поэтому жесткопластический расчет не должен применяться.

в) Поперечные сечения **3 класса** – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости опережает достижение несущей способности при изгибе в пластической стадии. Первое предельное состояние по несущей способности достигается в полностью защемленном поперечном сечении 3 класса, когда текучесть происходит в крайнем сжатом волокне.

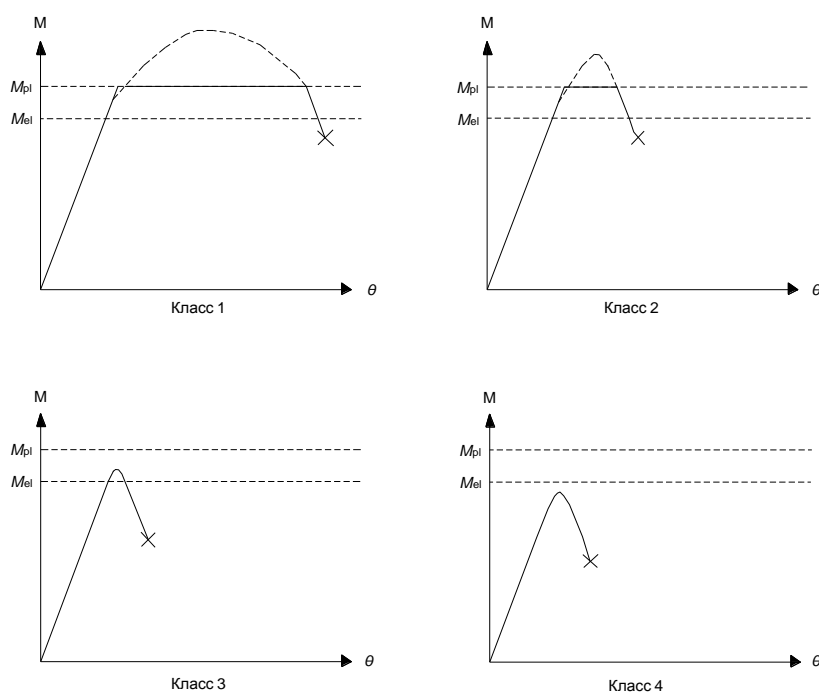
г) Поперечные сечения **4 класса** – те, в которых местная потеря устойчивости происходит перед достижением предела текучести в одной или нескольких частях поперечного сечения. Первое предельное состояние по несущей способности достигается в поперечном сечении 4 класса, когда происходит местная потеря устойчивости. СН РК EN 1993-1-5 используется для того, чтобы определить расчетную ширину панелей элементов 4 класса.

5.5.2.2 Четыре типа идеализированного поведения проиллюстрированы на примере изгиба на Рисунке 5.10. В действительности, момент продолжает расти до пика



пластического момента,  $M_{p1}$ , в случаях класса 1 и 2 из-за деформационного упрочнения и в случае потери жесткости до достижения упругого момента  $M_{e1}$ .

5.5.2.3 Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемой комбинации нагрузок. Различные сжатые части в поперечном сечении (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам (см. Пункты 5.5.2(3), (4) и (5) СН РК EN 1993-1-1). Если у стального элемента сечения различие классификации для стенки и полки, то поперечное сечение должно быть классифицировано согласно самому неблагоприятному классу сжатых частей (см. Пункт 5.5.2(6) СН РК EN 1993-1-1). Исключения приведены в Пунктах 6.2.1(10) и 6.2.2.4(1) СН РК EN 1993-1-1.



**Рисунок 5.10 – Идеализированные кривые момент-поворот для 1-4 классов поперечных сечений**

5.5.2.4 Предельные отношения  $c/t$  для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

5.5.2.5 За исключением случая, приведенного в Пункте 5.5.2.6 данного пособия, сечения класса 4 могут быть отнесены к классу 3, если  $c/t$  меньше значения, вычисленного для сечения класса 3 по Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 при  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M0}}}, \quad (5.9)$$

где  $\sigma_{com,Ed}$  — максимальное расчетное сжимающее напряжение в части, принимаемой из расчета по теории первого порядка или, при необходимости, из расчета по теории второго порядка.

5.5.2.6 Однако, если при определении несущей способности элемента по устойчивости используется Пункт 6.3 СН РК EN 1993-1-1, предельные отношения  $s/t$  для класса 3 во всех случаях следует принимать по Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1.

5.5.2.7 Поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 рекомендуется классифицировать как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с Пунктом 6.2.2.4 СН РК EN 1993-1-1.

5.5.2.8 Если стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает несущую способность поперечного сечения по моменту и продольной силе, то поперечное сечение рекомендуется рассчитывать как сечение класса 2, 3 или 4 в зависимости только от класса полки. Если полка вызывает потерю устойчивости стенки необходимо обратиться к СН РК EN 1993-1-5.

## 6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

### 6.1 Общие положения

6.1.1 Расчетная несущая способность  $R_d$  конструктивного элемента стального моста определяется делением соответствующих нормативных значений несущей способности  $R_k$  на частный коэффициент безопасности  $\gamma_M$  (см. Таблицу 6.1 настоящего пособия) для каждого конкретного случая.

6.1.2 Согласно Пункту 2.4.3 СН РК EN 1993-1-1 для определения значения  $R_d$  требуется применять Формулу (6.6с) или (6.6d) СН РК EN 1990:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R \cdot \{\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)}; a_d\}, \quad (6.1)$$

где  $R_k$  — нормативное значение несущей способности для конкретного расчетного случая, определяемое по нормативным или номинальным значениям свойств материалов и размеров;

$\gamma_M$  — частный коэффициент безопасности для конкретного расчетного случая.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение параметров  $\eta_1$ ,  $\eta_i$ ,  $X_{k,1}$ ,  $X_{k,i}$  и  $a_d$  — см. СН РК EN 1990.

**Таблица 6.1 - Частные коэффициенты безопасности**

Расчетный критерий	Рекомендуемое значение частного коэффициента безопасности
а) Сопротивление элементов и профилей:	
сопротивление профилей избыточной пластической деформации, включая местную потерю устойчивости при продольном изгибе	$\gamma_{M0} = 1,0$
сопротивление элементов потере устойчивости, оценка которой производится путем проверки элементов	$\gamma_{M1} = 1,1$
сопротивление разрушению профилей, работающих на растяжение	$\gamma_{M2} = 1,25$

Таблица 6.1 - Частные коэффициенты безопасности (продолжение)

Расчетный критерий	Рекомендуемое значение частного коэффициента безопасности
б) Сопротивление соединений:	
сопротивление болтов сопротивление заклепок сопротивление штифтов сопротивление сварных швов сопротивление площадок опирания	$\gamma_{M2} = 1,25$
сопротивление сдвигу в предельном состоянии по потере несущей способности (категория С) в предельном состоянии пригодности к нормальной эксплуатации	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3,ser} = 1,1$
сопротивление смятию болтов	$\gamma_{M4} = 1,1$
сопротивление соединений пустотелых профилей решетчатых ферм	$\gamma_{M5} = 1,1$
сопротивление штифтов в предельном состоянии пригодности к эксплуатации	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
предварительная затяжка высокопрочных болтов	$\gamma_{M7} = 1,1$

## 6.2 Несущая способность поперечных сечений

### 6.2.1 Общие положения

6.2.1.1 Определение несущей способности поперечных сечений конструктивных элементов стальных мостов (см. Пункт 6.2.1(1) СН РК EN 1993-2) основано на указаниях Пунктов 6.2.1(1) – 6.2.1(10) СН РК EN 1993-1-1.

6.2.1.2 Расчетное значение усилий в каждом поперечном сечении не должно превышать соответствующего расчетного значения несущей способности, и если несколько нагрузок действуют одновременно, суммарное усилие от их действия не должно превышать несущей способности для данной комбинации (см. Пункт 6.2.1(1) СН РК EN 1993-1-1).

6.2.1.3 Эффекты сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать при назначении эффективной ширины в соответствии с СН РК EN 1993-1-5. Влияние потери устойчивости при сдвиге также должно учитываться в соответствии с СН РК EN 1993-1-5 (см. Пункт 6.2.1(2) СН РК EN 1993-1-1).

6.2.1.4 Проверки элементов на прочность и устойчивость выполняются в два этапа, с использованием правил СН РК EN 1993-1-1. Критические сечения должны проверяться в пределах элемента на несущую способность поперечного сечения (см. Пункт 6.2 настоящего пособия). Также проверяется полная устойчивость элемента (см. Пункт 6.3 настоящего пособия).

6.2.1.5 Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений. Проверку прочности в упругой стадии рекомендуется производить для всех классов поперечных сечений при условии использования характеристик эффективных поперечных сечений, установленных для сечений класса 4 (см. Пункты 6.2.1(3) – 6.2.1(4) СН РК EN 1993-1-1)

6.2.1.6 Для проверки прочности в упругой стадии для критической точки поперечного сечения, если не применяются другие формулы взаимодействия (см. Пункты 6.2.8 – 6.2.10), рекомендуется использовать проверку эквивалентным критерием напряжений Мизеса (см. Пункт 6.2.1(5) СН РК EN 1993-1-1):

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,0, \quad (6.2)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — продольное нормальное напряжение;

$\sigma_{z,Ed}$  — нормальное поперечное напряжение;

$\tau_{Ed}$  — касательное напряжение в плоскости пластины.

Данный критерий должен использоваться в тех случаях, где нет местной потери устойчивости (включая потерю устойчивости при сдвиге) и необходим когда подходящая формула учета взаимодействий на основе значений несущих способностей не определена. Указанный критерий эквивалентных напряжений не учитывает ограниченное развитие пластических напряжений, которые допускаются в упругом расчете.

6.2.1.7 Более общий критерий (см. Пункт 6.2.1(5) СН РК EN 1993-1-1), требуется в ситуациях, где, например, есть напряжения вдоль толщины проката или есть касательные напряжения в других плоскостях, как это имеет место с деформацией балок коробчатого сечения:

$$\frac{\sqrt{2}}{2f_y/\gamma_{M0}} \cdot \left[ (\sigma_{x,Ed} - \sigma_{y,Ed})^2 + (\sigma_{y,Ed} - \sigma_{z,Ed})^2 + (\sigma_{z,Ed} - \sigma_{x,Ed})^2 + 6 \times \right. \\ \left. \times (\tau_{xy,Ed}^2 + \tau_{yz,Ed}^2 + \tau_{xz,Ed}^2) \right]^{1/2} \leq 1,0, \quad (6.3)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — продольное нормальное напряжение;

$\sigma_{z,Ed}$  — нормальное поперечное напряжение и  $\sigma_{y,Ed}$  напряжение вдоль толщины проката;

$\tau_{xy,Ed}$  — касательное напряжение в плоскости пластины;

$\tau_{yz,Ed}$  и  $\tau_{xz,Ed}$  — касательные напряжения, действующие в двух перпендикулярных плоскостях, поперечных к плоскости пластины.

6.2.1.8 Несущую способность поперечных сечений в пластической стадии следует проверять путем определения распределения напряжений, соблюдая условия равновесия с внутренними силами и моментами и не превышая предел текучести. Это распределение напряжений должно быть адекватно соответствующим пластическим деформациям.

6.2.1.9 Критерий Пункта 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1 используется для поперечных сечений 1, 2 и 3 класса, но особенно требуется для случая осевой нагрузки, сдвига и изгиба (одноосного или двуосного) в поперечных сечениях 1 и 2 класса. В данном случае использование критерия Пункта 6.2.1(7) СН РК EN 1993-1-1 делает ненужным вычисление пластического блока усилий для осевой нагрузки и изгиба.

6.2.1.8 Для проверок поперечного сечения рекомендуемое значение коэффициента безопасности по материалу  $\gamma_{M0} = 1,0$ , включая сечения 4 класса при изгибе и сжатии (кроме тех, где используется метод снижения напряжений из Раздела 10 СН РК EN 1993-1-5). Для сдвига и изгибающих нагрузок, где несущая способность сечений снижена местной потерей устойчивости, рекомендуемый коэффициент по материалу  $\gamma_{M1} = 1,1$  в соответствии с Пунктом 6.3 СН РК EN 1993-2.

## 6.2.2 Характеристики сечений

### 6.2.2.1 Сечение брутто

6.2.2.1.1 Данный пункт СН РК EN 1993-2 основывается на Пункте 6.2.1.1(1) СН РК EN 1993-1-1.

6.2.2.1.2 Характеристики поперечных сечений брутто следует определять по номинальным размерам. Не следует вычитать площади поперечных сечений отверстий под болты, но необходимо учитывать ослабления большего размера. Не следует учитывать стыковые накладки в сечении.

### 6.2.2.2 Площадь нетто

6.2.2.2.1 СН РК EN 1993-2 в данном пункте использует Пункт 6.2.2.2(1) – 6.2.2.2(5) СН РК EN 1993-1-1.

6.2.2.2.2 Площадь поперечного сечения нетто следует принимать равной площади брутто за вычетом площадей поперечных сечений всех отверстий и других ослаблений.

6.2.2.2.3 При определении характеристик сечения элемента нетто вычитаемая площадь поперечного отверстия принимается равной площади его поперечного сечения брутто. Для отверстий с фаской ее следует учитывать аналогично. При рядовом расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна равняться максимальной сумме площадей сечения отверстий в любом поперечном сечении, перпендикулярном к оси элемента (см. плоскость разрушения 2 на Рисунке 6.1).

6.2.2.2.4 При шахматном расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна быть не менее:

а) вычитаемой площади отверстий, вычисленной по указаниям Подпункта 6.2.2.2.3 данного пособия;

б) площади, определяемые по формуле:

$$A = t \left( n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right), \quad (6.4)$$

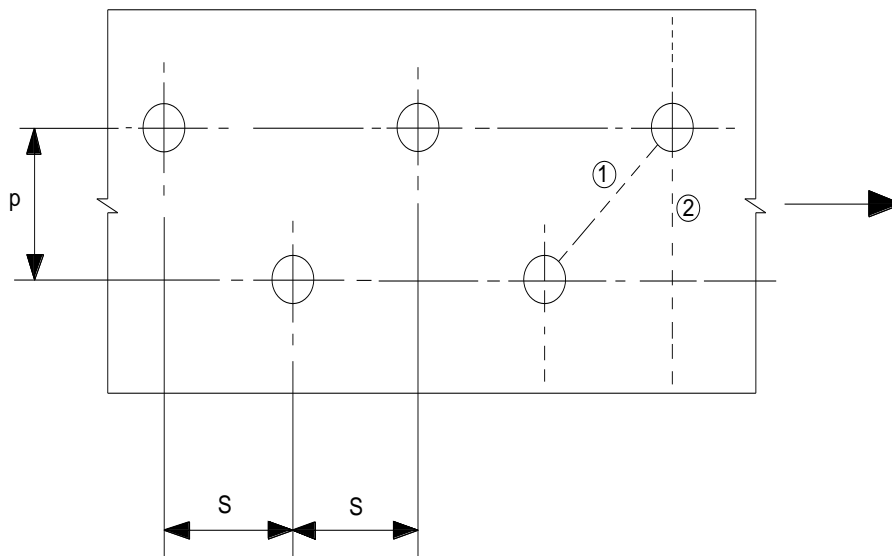
где  $s$  — шаг при расположении в шахматном порядке, расстояние между центрами двух смежных отверстий, измеренное по линии, параллельной оси элемента;

$p$  — расстояние между центрами тех же двух отверстий, измеренное по линии, перпендикулярной к оси элемента;

$t$  — толщина;

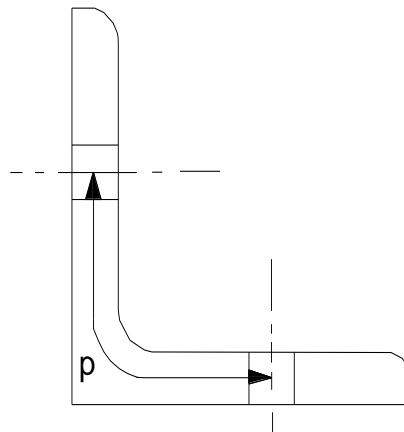
$n$  — количество отверстий, расположенных на любой диагональной или

зигзагообразной линии, проходящей через весь элемент или его часть (см. Рисунок 6.1);  
 $d_0$  — диаметр отверстия.



**Рисунок 6.1 -Отверстия, расположенные в шахматном порядке, и линии критического разрушения 1 и 2**

6.2.2.2.5 В уголках или других элементах с отверстиями, расположенными более чем в одной плоскости, расстояние  $p$  следует измерять между осями отверстий вдоль элемента (см. Рисунок 6.2).



**Рисунок 6.2 - Уголки с отверстиями в обеих полках**

### 6.2.2.3 Эффективная ширина для сдвигового запаздывания

6.2.2.3.1 Данный Пункт СН РК EN 1993-2 основан на Пунктах 6.2.2.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-1, и Пунктах 3.2 и 3.3 СН РК EN 1993-1-5.

6.2.2.3.2 Эффект сдвигового запаздывания является наибольшим в местах максимального сдвига там, где сдвиговое усилие в полках изменяется быстро. Эффективная ширина для сдвигового запаздывания в промежуточных опорах будет

меньшей, чем для областей пролета. Задержку сдвига требуется рассчитывать и в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации и в предельном состоянии по несущей способности по СН РК EN 1993.

6.2.2.3.3 Эффективную ширину  $b_{eff}$  при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации и усталостной прочности (см. Пункт 3.2.1(1) СН РК EN 1993-1-5) требуется определять по формуле:

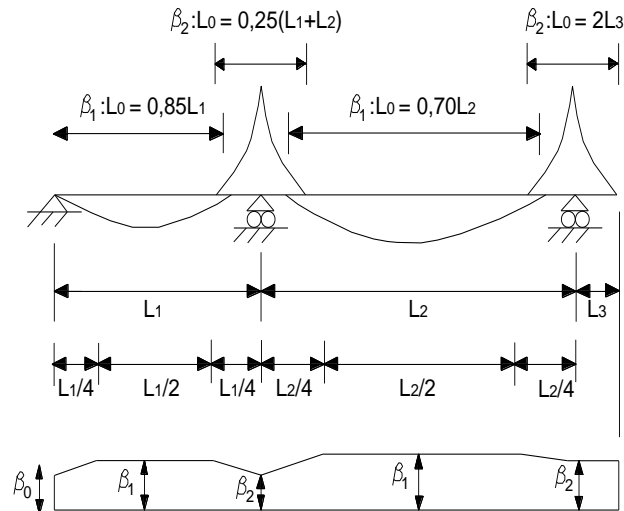
$$b_{eff} = \beta b_0, \quad (6.5)$$

где  $\beta$  — коэффициент эффективной ширины, таблица 6.2.

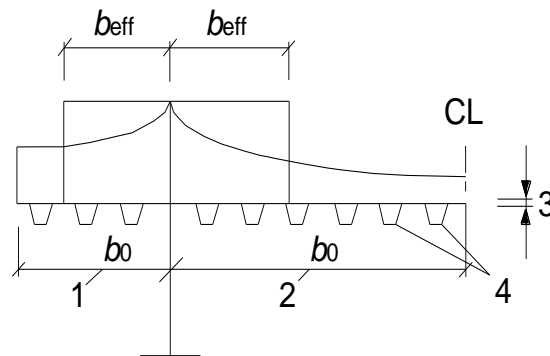
**Таблица 6.2 - Коэффициенты эффективной ширины  $\beta$  из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5**

$k$	Местоположение	Значение $\beta$
$k \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < k \leq 0,70$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot k^2}$
	На опоре балки	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( k - \frac{1}{2500 \cdot k} \right) + 1,6 \cdot k^2}$
$k > 0,07$	В пролете балки	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \cdot k}$
	На опоре балки	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \cdot k}$
Все $k$	Концевая опора	$\beta_0 = \left( 0,55 + \frac{0,025}{k} \right) \beta_1$ , но $\beta_0 < \beta_1$
Все $k$	Консоль балки	$\beta = \beta_2$ на опоре и в конце консоли
$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} \text{ и } \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}}$ <p>где <math>A_{sl}</math> - площадь сечения всех продольных элементов жесткости в пределах ширины <math>b_0</math>. Другие буквенные обозначения указаны на Рисунках 6.3 и 6.4.</p>		

6.2.2.3.4 Величина  $b_0$  - физическая ширина, равная полной ширине выступов, и половина ширины внутренних пластин между стенками.  $\beta$  является коэффициентом, учитывающим отношение ширины к пролету и элементам жесткости, и находится из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5, (здесь дан в Таблице 6.2), и зависит от параметров  $k$  и  $\alpha_0$  в которых  $L_e$  представляет расстояние между точками нулевого изгибающего момента. Указанный коэффициент рекомендуется определять из Рисунка 6.3 при условии, что смежные внутренние пролеты не отличаются больше чем на 50 % и длина консольного пролета, не более чем половина прилегающего пролета (см. Пункт 3.2.1(2) СН РК EN 1993-1-5).  $A_{sl}$  - общая площадь продольных ребер жесткости на ширине  $b_0$ . Рисунок 6.3 также показывает распределение эффективной ширины.



**Рисунок 6.3 - Эффективная длина  $L_e$  для неразрезных балок и распределение эффективной<sup>c</sup> ширины**



- 1 - свес пояса при опирании на одну сторону;  
 2 - свес пояса при опирании на две стороны;  
 3 - толщина листа  $t$ ;  
 4- продольные элементы жесткости с  $A_{sl} = \sum A_{sli}$

**Рисунок 6.4 - К определению эффективной ширины**

6.2.2.3.5 В предельном состоянии по несущей способности эффективная ширина намного больше, чем в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации из-за пластичного перераспределения, и может приближаться к полной доступной ширине для типичных отношений ширины к пролету.

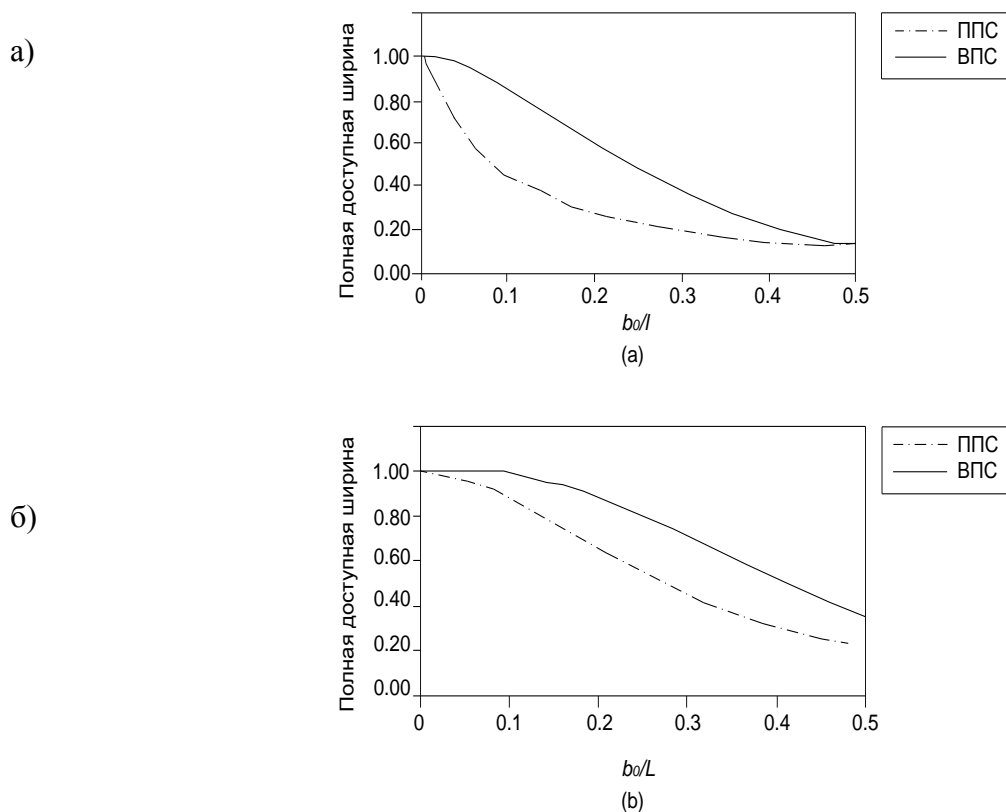
6.2.2.3.6 Эффективную площадь сечения в предельном состоянии по несущей способности рекомендуется брать как значение в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации или она может быть вычислена согласно Пункту 3.3(1) СН РК EN 1993-1-5:

$$A_{eff} = \beta^k A_{c,eff} \geq \beta A_{c,eff} \quad (6.6)$$

где  $\beta$  и  $k$  — принимаются согласно Таблице 6.2.



6.2.2.3.7 Рисунки 8.5 и 8.6 показывают размеры полной доступной ширины, полученной для опоры, и середины пролета многопролетного непрерывного моста с равными внутренними пролетами  $L$ . Результаты приведены для случаев без продольных ребер жесткости (см. Рисунок 6.5) и для количества продольных ребер жесткости, равных площади пластины настила (см. Рисунок 6.6).



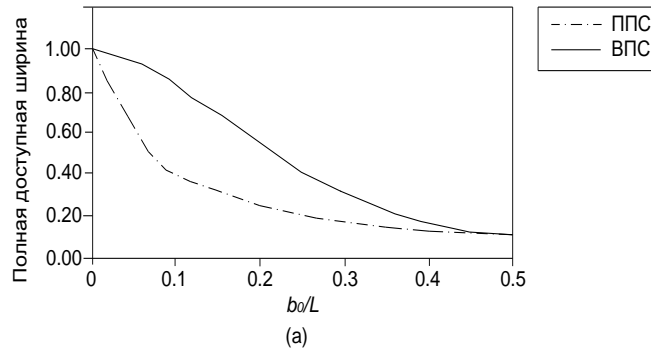
а) на опоре; б) в середине пролета;

**Рисунок 6.5 - Отсутствие продольных ребер жесткости ( $\alpha_0 = 1$ )**

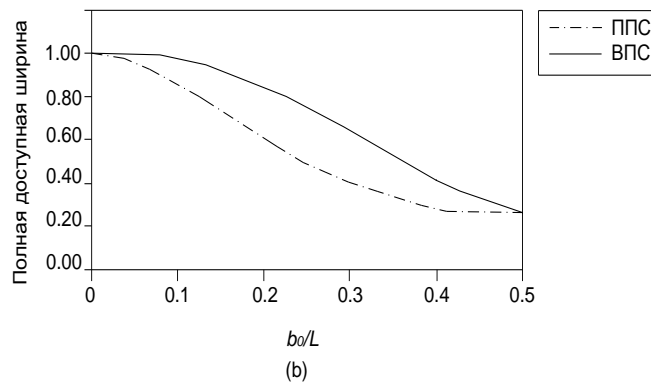
6.2.2.3.8 Там где необходимо определить уточненное распределение продольных напряжений по ширине полки (как может потребоваться при проверке объединенных местных и глобальных эффектов в пластине настила) рекомендуется использовать формулы Пункта 3.2.2 и Рисунок 3.3 СН РК EN 1993-1-5 для оценки напряжений.

6.2.2.3.9 Местоположение, где необходимо уточнять продольные напряжения, находится при проверке пластины настила в поперечной диафрагме между главными балками, где пластина настила подвергнута суммарным продольным нормальным напряжениям от общего изгиба и также местному отрицательному моменту от давлений колеса. Здесь целесообразно использование формул из СН РК EN 1993-1-5, поскольку глобальные и местные эффекты в пластине настила не локализуются в одном том же месте; самые большие местные эффекты локализованы в середине пластины, отдаленной от стенок, в то время как глобальные продольные усилия будут самыми большими в зоне смежной со стенками.

а)



б)



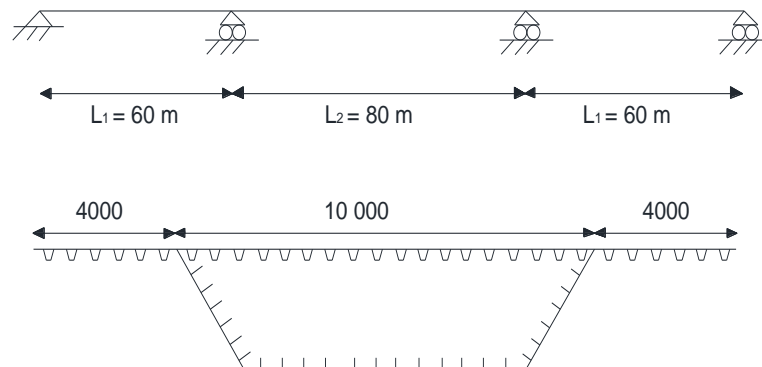
а) на опоре; б) в середине пролета

**Рисунок 6.6 –Равные продольные ребра жесткости и площади на пластине ( $\alpha_0 = 1,41$ )**

#### ПРИМЕР 3 Эффективная ширина балки коробчатого сечения

Балочный мост с прогонами коробчатого сечения. Расположение пролетов и поперечное сечение показано на Рисунке 6.7. Верхняя полка подкреплена ребрами жесткости,  $A_{st}/b_0 \cdot t = 0,5$ .

Требуется определить эффективную ширину верхней полки, взаимодействующую с каждой стенкой в середине пролета и по опорам для главного пролета. Эффективную ширину требуется определить в предельном состоянии по несущей способности и в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации.



**Рисунок 6.7 –Настил моста для Примера 3**

Сначала рассматриваем сечение в середине прогона.

Предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации

Из Рисунка 3.1 СН РК EN 1993-1-5,  $L_e = 0,7 \cdot L_2 = 0,7 \times 80\,000 = 56\,000$  мм

Из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5 для консольной части вычисляются параметры  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$ :

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + 0,5} = 1,225$$

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = \frac{1,225 \times 4\,000}{56\,000} = 0,0875$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot k^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \times 0,0875^2} = 0,953$$

Из Формулы (3.1) СН РК EN 1993-1-5 находится эффективная ширина:  $b_{eff} = \beta \times b_0 = 0,953 \times 4\,000 = 3\,813$  мм

Из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5 для внутренней части вычисляются параметры  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$ :

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + 0,5} = 1,225$$

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = \frac{1,225 \times 5\,000}{56\,000} = 0,1094$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot k^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \times 0,1094^2} = 0,929$$

Из Формулы (3.1) СН РК EN 1993-1-5 эффективная ширина:  $b_{eff} = \beta \times b_0 = 0,929 \times 5\,000 = 4\,645$  мм

Следовательно, полная ширина, примыкающая к каждой стенке равна  $3\,813 + 4\,645 = 8\,458$  мм

Предельные состояния по несущей способности

Для консоли из неравенства (3.5) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \times b_0 = 0,953^{0,0875} \times 4\,000 = 3\,983$  мм

Для внутренней части из (3.5) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \times b_0 = 0,929^{0,1094} \times 5\,000 = 4\,959$  мм

Следовательно, полная ширина, примыкающая к каждой стенке в предельном состоянии по несущей способности равна  $3\,983 + 4\,959 = 8\,942$  мм

Рассматриваем сечение у внутренней опоры прогона.

Предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации

Из Рисунка 3.1 СН РК EN 1993-1-5,  $L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 0,25 \cdot (60\,000 + 80\,000) = 35\,000$  мм

Из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5 для консольной части вычисляются параметры  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$  и эффективная ширина:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + 0,5} = 1,225$$

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = \frac{1,225 \times 4\,000}{35\,000} = 0,140$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \left(k - \frac{1}{2500 \cdot k}\right) + 1,6 \cdot k^2} =$$

$$= \frac{1}{1 + 6,0 \left(0,140 - \frac{1}{2500 \times 0,140}\right) + 1,6 \times 0,140^2} = 0,539$$

Из Формулы (3.1) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta \times b_0 = 0,539 \times 4\,000 = 2\,157$  мм

Из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-5 для внутренней части вычисляются параметры  $\alpha_0$ ,  $k$ ,  $\beta$  и эффективная ширина:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + 0,5} = 1,225$$

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = \frac{1,225 \times 5\,000}{35\,000} = 0,1750$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \left(k - \frac{1}{2500 \cdot k}\right) + 1,6 \cdot k^2} =$$

$$= \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \left(0,175 - \frac{1}{2500 \times 0,175}\right) + 1,6 \times 0,175^2} = 0,480$$

Из Формулы (3.1) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta \times b_0 = 0,480 \times 5\,000 = 2\,398$  мм

Следовательно, полная ширина, примыкающая к каждой стенке в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации равна  $2\,157 + 2\,398 = 4\,555$  мм

Предельные состояния по несущей способности

Для консоли из Формулы (3.5) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \times b_0 = 0,539^{0,140} \times 4\,000 = 3\,668$  мм

Для внутренней части из Формулы (3.5) СН РК EN 1993-1-5:  $b_{eff} = \beta^k \times b_0 = 0,480^{0,1750} \times 5\,000 = 4\,397$  мм

Следовательно полная ширина, примыкающая к каждой стенке в предельном состоянии по несущей способности равна  $3\,668 + 4\,397 = 8\,065$  мм

6.2.2.3.10 Эффективная ширина полки согласно выражению (3.1) СН РК EN 1993-1-5 не относится к вычислению затухания напряжений от концентрированных продольных усилий. Сдвиговое запаздывание затрагивает уровень снижения от местных сосредоточенных нагрузок, но данный уровень не связан с профилем изгибающего момента. Там, где концентрированные осевые нагрузки приложены к секции, как в вантовом висячем мосте, должно быть выполнено отдельное вычисление полезной площади сечения, на которую эти нагрузки действуют в каждом поперечном сечении всюду по пролету.

6.2.2.3.11 Пункт 3.2.3(1) СН РК EN 1993-1-5 распространяется на затухание напряжений от сосредоточенных нагрузок посредством Формул (3.2).

#### **6.2.2.4 Эффективные свойства сечений со стенками 3 класса и полками 1 или 2 классов**

6.2.2.4.1 Пункт 6.2.2.4 СН РК EN 1993-2 основывается на Пункте 6.2.2.4(1) СН РК EN 1993-1-1, где выдвинуто требование, что если поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 относятся к классу 2 эффективности поперечных сечений, (см. 5.5.2(11) СН РК EN 1993-1-1), то при определении геометрических характеристик эффективного сечения в пластической стадии сжатая часть стенки должна быть заменена частью высотой  $20 \cdot \varepsilon \cdot t_w$  и примыкающей к сжатой полке и другой частью высотой  $20 \cdot \varepsilon \cdot t_w$ , примыкающей к нейтральной оси, в соответствии с Рисунком 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.2.4.2 Согласно требованиям Пункта 5.5.2(11) СН РК EN 1993-1-1 поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 рекомендуется классифицировать как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с Пунктом 6.2.2.4 СН РК EN 1993-1-1.

#### **6.2.2.5 Учет местной потери устойчивости при продольном изгибе сечений 4 класса**

6.2.2.5.1 Пункт 6.2.2.5(1) СН РК EN 1993-2 требует, что необходимо учитывать воздействие местной потери устойчивости при продольном изгибе, используя один из следующих двух методов, приведенных в СН РК EN 1993-1-5:

1. Эффективные свойства сечений класса 4 в соответствии с СН РК EN 1993-1-5, Раздел 4.

2. Ограничение уровня напряжений для определения свойств сечений в соответствии с Разделом 10 СН РК EN 1993-1-5.

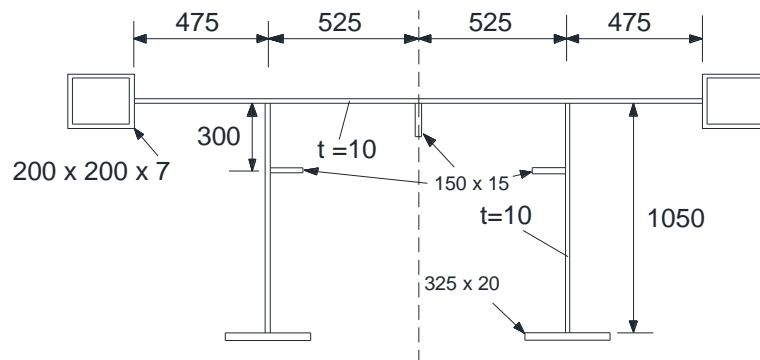
6.2.2.5.2 Пункт 4.3(3) и Пункт 4.3(4) СН РК EN 1993-1-5 требуют рассматривать свойства сечений отдельно для осевых нагрузок и для изгиба, или для распределения напряжений, вызванных объединенными осевой нагрузкой и изгибом. Основная методика Пункта 4.4(3) СН РК EN 1993-1-5 определяет характеристики поперечного сечения брутто, которые должны применяться в расчете поясов при учете эффекта сдвигового запаздывания при необходимости. Эффективное сечение для стенки должно вычисляться, используя свойства сечений, включающие стенку брутто и эффективные полки (включая эффекты сдвигового запаздывания). Если у поперечного сечения есть продольные ребра жесткости, то требуется рассмотреть и местную устойчивость подпанелей пластины и общую устойчивость подкрепленных пластин. Полное распределение напряжений, полученное в стенке, рекомендуется использовать для определения эффективного сечения для стенки. Полное эффективное поперечное сечение рекомендуется использовать для всех стадий строительства, чтобы определить окончательные усилия. Эффективная ширина для неукрепленных панелей пластины, включая подпанели между ребрами жесткости, вычисляется с использованием Пункта 4.4 СН РК EN 1993-1-5.

6.2.2.5.3 Ограничение уровня напряжений для определения свойств сечений в соответствии с Разделом 10 СН РК EN 1993-1-5 принимается в случаях, где не проходит

метод эффективной ширины и рекомендуется использовать метод, основанный на расчете напряжений со свойствами поперечного сечения брутто. В данном случае устойчивость пластины рекомендуется рассчитать по Разделу 10 СН РК EN 1993-1-5. Данный метод всегда рекомендуется использовать как альтернативный методу эффективной ширины, но не учитывает положительного влияния разгрузки на перенапряженных панелях.

**ПРИМЕР 4** Вычисление эффективного сечения продольно укрепленного пешеходного моста.

Стальной пешеходный мост, изготовленный из стали S355, имеет поперечное сечение, показанное на Рисунке 6.8. Эффективные свойства сечения для расчета кривизны прогиба – вычислены. Поперечные балки с полками и поперечные ребра жесткости стенки расположены через каждые 2 000 мм. (Отметим, что продольные вертикальные ребра жесткости стенки обычно неэкономичны для стенки с данной геометрией. Они добавлены здесь, чтобы проиллюстрировать процесс проектирования.)



**Рисунок 6.8 - Стальной пешеходный мост для Примера 4**

Верхняя полка между стенками

Пункт 4.4 СН РК EN 1993-1-5. Для панелей между главными балками при равномерном сжатии (для сжатой пластины с двухсторонним закреплением), формула (4.2):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{525/10}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{4}} = 1,141,$$

(использование размеров производится от центральной линии панели, а не ширины от плоскости стенки балки)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,141 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,141^2} = 0,71.$$

Ребра жесткости 150 × 15 имеют отношение  $h/t = 10$  меньше, чем величина 10,56\*, которое является пределом, чтобы предотвратить крутильную потерю устойчивости. Крутильная потеря устойчивости предотвращена.

\*Значение 10,56 получено подстановкой  $\left(\frac{t_s}{h_s}\right)^2$  в Формулу (9.3) СН РК EN 1993-1-5, вместо  $\frac{I_T}{I_p}$ , которые примерно являются эквивалентами в случае плоских ребер жесткости, так как  $I_p = \frac{1}{3} \cdot h_s^3 \cdot t_s + \frac{1}{12} \cdot t_s^3 \cdot h_s$  и  $I_T = \frac{1}{3} \cdot t_s^3 \cdot h_s$ , где  $t_s$  – толщина и  $h_s$  – высота плоского ребра жесткости. Формулу (9.3) СН РК

EN 1993-1-5 можно представить в виде  $\left(\frac{t_s}{h_s}\right)^2 \geq 5,3 \times \frac{f_y}{E}$ . После подстановки  $f_y$  и  $E$  для стали класса S355, получаем  $\frac{h_s}{t_s} \leq \sqrt{\frac{210\,000}{5,3 \cdot 355}}$ , итак  $\frac{h_s}{t_s} \leq 10,56$ .

Сначала вычисляется нагрузка потери устойчивости колонны.

Т.к. напряжение равномерно, эффективное сечение ребра жесткости – просто ребро жесткости плюс половина ширины пластины по каждой стороне. У эффективного сечения ребра жесткости на листе настила есть примыкающая ширина листа настила равная 525 мм. Поэтому  $A_{sl,1} = 525 \times 10 + 150 \times 15 = 7\,500 \text{ мм}^2$ ,  $I_{sl,1} = 1,434 \times 10^7 \text{ мм}^4$  и центр тяжести эффективного сечения располагается в 29 мм от верха полки.

Из Формулы (4.9) СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1,434 \times 10^7}{7\,500 \times 2\,000^2} = 991 \text{ МПа}.$$

Полезная площадь сечения той же самой эффективной площади ребра жесткости, но с учетом устойчивости пластины:

$$A_{sl,1,eff} = 0,71 \times 525 \times 10 + 150 \times 15 = 5\,978 \text{ мм}^2,$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}},$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{5\,978 \times 355}{7\,500 \times 991}} = 0,534.$$

Понижающий коэффициент, вычисляется из кривых устойчивости колонны с использованием несовершенства:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{43,7/56} = 0,61,$$

$$\text{где } i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = \sqrt{\frac{1,434 \times 10^7}{7\,500}} = 43,7 \text{ мм},$$

$e = 150/2 + 10 - 29,0 = 56 \text{ мм}$  (эксцентриситет, основанный на расстоянии до центра тяжести выступающего ребра жесткости),

$\alpha = 0,49$  для открытых ребер жесткости, табл. 6.1, 6.2 СН РК EN 1993-1-1.

Из Формулы (6.49) Пункта 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_e \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \times [1 + 0,61 \times (0,534 - 0,2) + 0,534^2] = 0,744,$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,744 + \sqrt{0,744^2 - 0,534^2}} = 0,80.$$

Затем должен быть вычислен глобальный понижающий коэффициент устойчивости для воздействия укрепленной пластины, используя метод для одного ребра жесткости из СН РК EN 1993-1-5. Так как напряжение равномерно, эффективное сечение ребра жесткости – просто ребро жесткости плюс половина ширины пластины на каждой стороне как ранее для проверки устойчивости колонны.

Поэтому  $A_{sl,1} = 525 \times 10 + 150 \times 15 = 7\,500 \text{ мм}^2$ ,  $I_{sl,1} = 1,434 \times 10^7 \text{ мм}^4$ .

Длина волны для потери устойчивости без поперечных ребер жесткости, приложение А, формула (А4) СН РК EN 1993-1-5:

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{1,434 \times 10^7 \times 525^2 \times 525^2}{10^3 \times 1\,050}} = 4\,370 \text{ мм} > a = 2\,000 \text{ мм},$$

(фактическая длина пластины) которая ожидалась здесь, так как только одна поперечная обшивка вряд ли ограничит длину волны для потери устойчивости до такого короткого отрезка.

Критическое напряжение, поэтому, рассчитывается по формуле (А4) приложение А СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_{cr,p} = \sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{E \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1,434 \times 10^7}{7\,500 \times 2\,000^2} +$$

$$+ \frac{210 \times 10^3 \times 10^3 \times 1\,050 \times 2\,000^2}{4 \times \pi^2 \times (1 - 0,3^2) \times 7\,500 \times 525^2 \times 525^2} = 991 + 43 = 1\,034 \text{ МПа}.$$

Это не намного выше, чем для устойчивости по типу колонны.

Таким образом, условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{5978 \times 355}{7\,500 \times 1\,034}} = 0,523.$$

Условная гибкость меньше чем критическое значение 0,673, таким образом, нет никакого снижения устойчивости по типу пластины, то есть  $\rho = 1,0$ . Заключительный понижающий коэффициент для определения общего поведения вычисляется по Формуле (4.13) Раздела 4.5.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = (1,0 - 0,80) \times 0,04 \times (2 - 0,04) + 0,80 = 0,82,$$

$$\text{где } \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{1\,034}{991} - 1 = 0,04.$$

Данный понижающий коэффициент в основном тот же, что и для устойчивости по типу колонны, который иллюстрирует, что часто не стоит прилагать дополнительные усилия по рассмотрению работы по типу пластины.

Эффективные площади пластины и площадь ребра жесткости, поэтому, теперь должны быть уменьшены коэффициентом 0,82.

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t = 150 \times 15 + 0,71 \times 525 \times 10 = 5\,978 \text{ мм}^2,$$

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{c,eff,loc} + \sum \rho_{loc} \cdot b_{edge,eff} \cdot t = 0,82 \times 5\,978 + 0,71 \times \frac{525}{2} \times 2 \times 10 = 8\,629 \text{ мм}^2.$$

Эффективная ширина  $525/2 \times 0,71 \times 0,82 = 153 \text{ мм}$  является примыкающей к каждой стороне ребра жесткости. Примыкающая ширина, смежная с каждой стенкой равна  $525/2 \times 0,71 = 186 \text{ мм}$ . У ребра жесткости есть редуцированная площадь равная  $150 \times 15 \times 0,82 = 1\,845 \text{ мм}^2$ . Она показана на Рисунке 6.9.

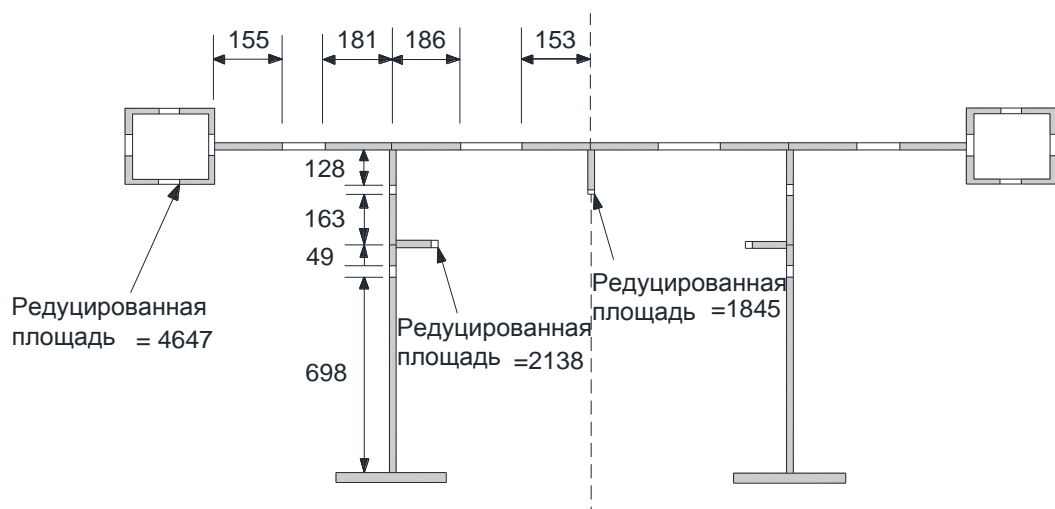


Рисунок 6.9 - Окончательное эффективное сечение для Примера 4



Консоли верхней полки

Консольные панели пластины укреплены полыми профилями на их краях, таким образом, они должны рассматриваться как внутренние элементы пластины. Для них:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{475/10}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{4}} = 1,032,$$

(консервативно, используя размеры панели относительно центральной линии, получаем)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,032 - 0,055 \times (3 + 1)}{1,032^2} = 0,76.$$

Так как у краевых полых ребер жесткости сечением  $200 \times 200 \times 7$  (см. Рис. 6.8) отношение  $b/t = 28,57 < 31$  (ограничивающее отношение  $b/t$  для внутренних пластин, имеющих полную эффективность, из стали S355 при воздействии чистого сжатия (типовой случай для полок), также см. СН РК EN 1993-1-1 Таблицу 5.2\*), то они не будут восприимчивы к местной потере устойчивости по типу пластины.

\*ПРИМЕЧАНИЕ Необходимо отметить некоторое разночтение граничного значения для чистого сжатия из Таблицы 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для стали класса S355, класса сечений на границе 3-4, которое равно  $42 \cdot \varepsilon = 34 > 31$  (использованное в примере). Для свесов полок такого разночтения нет т.к. значение  $(14 \cdot \varepsilon)$  из Таблицы 5.2 СН РК EN 1993-1-1 и уточненные исследования с помощью нелинейного конечно-элементного расчета, выполняемые для подбора понижающих коэффициентов для СН РК EN 1993-1-5, совпадают.

Консоли верхней полки не могут оказать существенное сопротивление потере устойчивости по типу колонны, поскольку укрепленные пластины оперты только вдоль одного продольного края. Следовательно, нагрузка при потере устойчивости в варианте глобальной потери устойчивости принимается такой же, как при потере устойчивости по типу колонны.

Для равномерного сжатия половина ширины обшивки брутто примыкает к ребру жесткости так что:

$$\begin{aligned} A_{sl,1} &= 475/2 \times 10 + 4 \times 193 \times 7 = 7\,779 \text{ мм}^2, \\ I_{sl,1} &= 3,36 \times 10^7 = \text{мм}^4, \\ \sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 3,36 \times 10^7}{7\,779 \times 2\,000^2} = 2\,238 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Эффективная площадь сечения того же самого эффективного сечения ребра жесткости, но с учетом устойчивости пластины является:

$$\begin{aligned} A_{sl,1,eff} &= 0,76 \times \frac{475}{2} \times 10 + 4 \times 193 \times 7 = 7\,209 \text{ мм}^2, \\ \beta_{A,c} &= \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}}, \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{7\,209 \times 355}{7\,779 \times 2\,238}} = 0,383.$$

Понижающий коэффициент тогда вычисляется с использованием кривых устойчивости колонны, с учетом несовершенства,  $\alpha_e = \alpha + 0,09/i/e$ . Это даст несовершенство где-нибудь между значением для кривых 'с' и 'd' на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1 после чего:  $\chi_c = 0,86$ .

Эффективные площади пластины и площадь ребра жесткости, поэтому, должны быть уменьшены посредством коэффициента 0,86.

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t = 4 \times 193 \times 7 + 0,76 \times \frac{475}{2} \times 10 = 7\,209 \text{ мм}^2,$$

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{c,eff,loc} + \sum \rho_{loc} \cdot b_{edge,eff} \cdot t = 0,86 \times 7\,209 + 0,76 \times \frac{475}{2} \times 10 = 8\,005 \text{ мм}^2.$$

Эффективная ширина  $475/2 \times 0,76 \times 0,86 = 155$  мм примыкает к полуму профилю и  $475/2 \times 0,76 = 181$  мм примыкает к стенке. Эффективная площадь сечения полного профиля равна  $4 \times 193 \times 7 \times 0,86 = 4\,647 \text{ мм}^2$ . Они показаны на Рисунке 6.9.

#### Стенки

Чтобы определить эффективную часть стенки, сначала определяется нейтральная ось моста с эффективной частью верхней полки и стенкой брутто. Высота до нейтральной оси равна 639 мм от основания нижнего пояса, как показано на Рисунке 6.10.

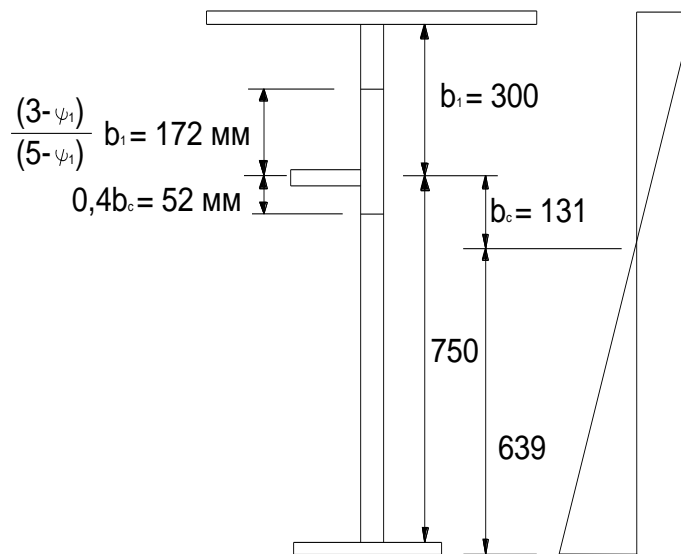


Рисунок 6.10 – Эффективное сечение ребра жесткости стенки

Для верхней панели,  $\psi_1 = 131/431 = 0,30$

Т.к.  $b_1/t = 300/10 = 30 < 38 \cdot \varepsilon = 30,78$  при равномерном сжатии, то не требуется уменьшения сечения по устойчивости в верхней панели.

Для нижней панели,  $\psi_2 = -619/131 = -4,73$ .

Ограничивая  $\psi$  до  $-3,0$ , как в Таблице 4.1 СН РК EN 1993-1-5, получаем величину коэффициента устойчивости  $k_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 5,98 \times (1 + 3)^2 = 95,68$ . Вычисляя параметр

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{750/10}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{95,68}} = 0,333 < 0,673,$$

получаем, что не требуется уменьшения сечения по устойчивости в нижней панели.

Определяется только нагрузка устойчивости по типу колонны, поскольку расчет для верхней полки принес небольшую выгоду т. к. рассматривали работу укрепленной пластины.

Верхняя примыкающая ширина равна

$$[(3 - \psi_1)/(5 - \psi_1)] \cdot b_1 = [(3 - 0,30)/(5 - 0,30)] \times 300 = 172 \text{ мм}.$$

Нижняя примыкающая ширина равна  $0,4 \cdot b_c = 0,4 \times 131 = 52 \text{ мм}$ .

Поэтому  $A_{sl,1} = (172 + 52) \times 10 + 150 \times 15 = 4\,490 \text{ мм}^2$ ,  $I_{sl,1} = 1,142 \times 10^7 \text{ мм}^4$ , и центр тяжести отстоит на 45,1 мм от задней части стенки балки.

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1,142 \times 10^7}{4\,490 \times 2\,000^2} = 1\,318 \text{ МПа}.$$

Критическое напряжение основано на крайнем сжатом волокне, поэтому

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}} = 1\,318 \times \frac{431}{131} = 4\,336 \text{ МПа},$$

понимая различное определение  $b_c$  тут и на Рисунке 6.10

Т.к. нет потери устойчивости по типу панели,  $A_{sl,1,eff} = A_{sl,1} = 4\,490 \text{ мм}^2$  и

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} = 1,0$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 355}{4\,336}} = 0,286.$$

Понижающий коэффициент, тогда, вычисляется с использованием кривых устойчивости колонны и с использованием несовершенства:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{50,5/40} = 0,56,$$

$$\text{где } i = \sqrt{I_{sl,1}/A_{sl,1}} = \sqrt{1,142 \times 10^7 / 4\,490} = 50,5 \text{ мм},$$

$$e = 150/2 + 10 - 45,1 = 40 \text{ мм},$$

$\alpha = 0,49$  для открытых ребер жесткости.

Из Формулы (6.49) Пункта 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_e \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \times [1 + 0,56 \times (0,286 - 0,2) + 0,286^2] = 0,565,$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,565 + \sqrt{0,565^2 - 0,286^2}} = 0,95.$$

Уменьшение должно быть сделано относительно площади стенки и основано на местоположении примыкающих длин для устойчивости пластины и также площади ребра жесткости.

Выше ребра жесткости, рабочая ширина составляет  $172 \times 0,95 = 163 \text{ мм}$ . Уменьшение не требуется к стенке балки, примыкающей к пластине настила. Ниже ребра жесткости, рабочая ширина равна  $52 \times 0,95 = 49 \text{ мм}$ . Уменьшение не требуется к стенке балки, примыкающей к нижнему поясу.

После уменьшения площади ребра жесткости она составила:  $150 \times 15 \times 0,95 = 2\,138 \text{ мм}^2$ .

Заключительное эффективное сечение для вычисления напряжения изгиба показано на Рисунке 6.9.

#### ПРИМЕР 5 Пешеходный мост.

Сечение стального пешеходного моста приведено на Рисунке 6.11. Поперечные балки к полкам и поперечные ребра жесткости к стенкам установлены через каждые 2 000 мм. Стенка проверена на нормальные напряжения, показанные на Рисунке 6.12 и на сосуществующее касательное напряжение,  $\tau_{Ed} = 100 \text{ МПа}$ . Упругий критический расчет устойчивости на компьютере не доступен для определения коэффициента увеличения нагрузки по устойчивости со всеми напряжениями, действующими совместно. Таким образом, коэффициенты увеличения определяются для каждой составляющей напряжения отдельно и затем объединяются. Проверка должна быть сделана отдельно для устойчивости подпанели и общей устойчивости стенки.

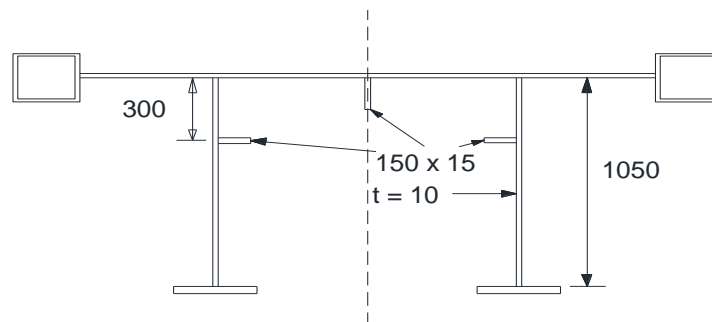


Рисунок 6.11 - Стальной пешеходный мост для Примера 5

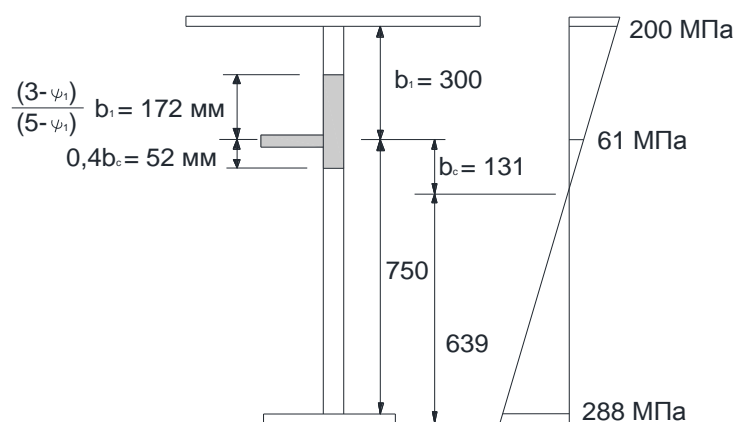


Рисунок 6.12 – Напряжения в стенке и эффективное сечение ребра жесткости для Примера 5

Устойчивость подпанели

Устойчивость подпанели самой высокой сжатой панели стенки требует первоначальной проверки. Коэффициент увеличения нагрузки для достижения нормативной несущей способности подпанели в ее наиболее напряженной точке вычисляем по формуле (10.3) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{200}{355} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{355} \right)^2 = 0,555, \text{ то есть } \alpha_{ult,k} = 1,342.$$

Затем вычисляются коэффициенты по нагрузке для устойчивости. Но поскольку панели длинные, то нет необходимости рассматривать потерю устойчивости по типу колонны как обсуждено в основном тексте.

Нормальные напряжения

Для верхней панели,  $\psi = \frac{131}{431} = 0,30$ .

Из Пункта 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{6,07 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 300^2} = 1\,280 \text{ МПа},$$

где  $k_\sigma = 8,2/(1,05 + \psi) = 8,2/(1,05 + 0,3) = 6,07$  из Таблицы 4.1 СН РК EN 1993-1-5, т.е. принимаем панель длинной.

Касательные напряжения

Пункт 5.3 СН РК EN 1993-1-5 и Приложение А:

$$\tau_{cr} = \frac{k_{\tau} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{5,43 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 300^2} = 1\,145 \text{ МПа},$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{\bar{b}}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{300}{2\,000}\right)^2 = 5,43.$$

Для отдельно приложенных напряжений:

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{Ed,x}} = \frac{1\,280}{200} = 6,40,$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{1\,145}{100} = 11,45.$$

Для напряжений, приложенных совместно, критический коэффициент по нагрузке вычисляется по Формуле (10.6) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1 + \psi_x}{4 \cdot \alpha_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \cdot \alpha_{cr,z}} + \left[ \left( \frac{1 + \psi_x}{4 \cdot \alpha_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \cdot \alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1 - \psi_x}{2 \cdot \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1 - \psi_z}{2 \cdot \alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2} =$$

$$= \frac{1 + 0,3}{4 \times 6,4} + \left[ \left( \frac{1 + 0,3}{4 \times 6,4} \right)^2 + \frac{1 - 0,3}{2 \times 6,4^2} + \frac{1}{11,45^2} \right]^{1/2} = 0,188,$$

отсюда  $\alpha_{cr} = 5,327$ .

Из Формулы (10.2) СН РК EN 1993-1-5 определяется условная гибкость для устойчивости подпанели:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,342}{5,327}} = 0,502.$$

Из Пункта 4.4(2) СН РК EN 1993-1-5, понижающий коэффициент для продольного нормального напряжения –  $\rho_x = 1,00$ .

Понижающий коэффициент для касательного напряжения при данной гибкости находится из Таблицы 5.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,502} = 1,65 > \eta = 1,2, \text{ т.е. } \chi_w = 1,2.$$

Проверка важна, по существу, только по текучести, поскольку нет понижающих коэффициентов меньше 1,00. Следовательно, проверка по Мизесу, Пункт 6.2.1 СН РК EN 1993-1-1, могла использоваться с более низким коэффициентом по материалу  $\gamma_{M0} = 1,0$ . Здесь проверка выполнена так, как изложено в Пункте 10 СН РК EN 1993-1-5. С использованием  $\gamma_{M1} = 1,1$ .

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_x \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) + 3 \cdot \left( \frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 \leq 1,$$

$$\left( \frac{200}{1,0 \times 355 / 1,1} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{1,2 \times 355 / 1,1} \right)^2 = 0,58 \leq 1,0.$$

Сечение верхней панели по несущей способности с учетом устойчивости обеспечено.

Нижняя подпанель также должна быть проверена, поскольку ясно, что ее проверка будет более важна, чем проверка верхней подпанели только по текучести.

Коэффициент увеличения нагрузки при достижении нормативной несущей способности нижней подпанели в ее наиболее напряженной точке в зоне сжатия вычисляется с помощью формулы:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \cdot \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{61}{355} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{355} \right)^2 = 0,268, \text{ отсюда } \alpha_{ult,k} = 1,933.$$

Нормальные напряжения

Для нижней панели,  $\psi = -619/131 = -4,73$ .

Из Пункта 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{k_{\sigma} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{b}^2} = \frac{95,68 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 750^2} = 3\,228 \text{ МПа},$$

где, ограничивая  $\psi$  величиной  $-3,0$ , из Таблицы 4.1 СН РК EN 1993-1-5 получаем  $k_{\sigma} = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 5,98 \times (1 + 3)^2 = 95,68$ .

Касательные напряжения

Пункт 5.3 СН РК EN 1993-1-5 и Приложение А:

$$\tau_{cr} = \frac{k_{\tau} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{b}^2} = \frac{5,90 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 750^2} = 199 \text{ МПа},$$

где  $k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{\bar{b}}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{750}{2\,000}\right)^2 = 5,90$ .

Для отдельно приложенных усилий:

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{Ed,x}} = \frac{3\,228}{61} = 52,9,$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{199}{100} = 1,99.$$

Т.к.  $\alpha_{cr,x}$  является большей величиной, то  $\alpha_{cr}$  будет стремиться к величине  $\alpha_{cr,\tau}$  приближенно равной  $\alpha_{cr} \approx 1,99$

Условная гибкость для устойчивости подпанели равна:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,933}{1,99}} = 0,99.$$

Понижающий коэффициент для продольного нормального напряжения  $\rho_x$  находится из Пункта 4.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\rho_x = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,99 - 0,055(3 - 4,73)}{0,99^2} = 1,11 > 1,0, \text{ следовательно, } \rho_x = 1,00$$

Понижающий коэффициент для касательного напряжения при данной гибкости равен:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,99} = 0,84.$$

Проверка выполняется, как изложено в Пункте 10 СН РК EN 1993-1-5 с использованием коэффициента  $\gamma_{M1} = 1,1$ :

$$\left(\frac{61}{1,0 \times 355/1,1}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{0,84 \times 355/1,1}\right)^2 = 0,44 < 1,0.$$

Сечение нижней панели по несущей способности с учетом устойчивости обеспечено.

Хотя СН РК EN 1993-1-5 рекомендует, чтобы эта проверка была сделана только для сжатых частей панелей, дополнительная проверка должна быть выполнена для растянутой части, поскольку напряжения (даже игнорируя устойчивость) могли превысить текучесть. Некоторые способы для проверки растянутой зоны представлены ниже.

(а) Выполнить проверку по Мизесу без понижающих коэффициентов:

$$\left(\frac{288}{355/1,1}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{355/1,1}\right)^2 = 1,08 > 1,0.$$

Несущая способность не обеспечена.

Хотя проверка по Мизесу является консервативной для комбинаций напряжений, данный метод не учитывает устойчивость при сдвиге и может, поэтому, стать здесь неконсервативным.

(б) Вычисление понижающего коэффициента для сдвига, основанного на одном только действии сдвига, и применение Формулы (10.5) СН РК EN 1993-1-5 без понижающего коэффициента на нормальном напряжении дает:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_w &= 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \times \sqrt{\frac{355}{199}} = 1,02, \\ \chi_w &= \frac{0,83}{1,02} = 0,81, \\ \left(\frac{288}{1,0 \times 355/1,1}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{0,81 \times 355/1,1}\right)^2 &= 1,24 > 1,0.\end{aligned}$$

Несущая способность не обеспечена.

Это более совместимо с подходом при проверке, основанной на эффективном сечении из Пункта 7 СН РК EN 1993-1-5, но более консервативно из-за природы проверки по Мизесу, которая уменьшает допустимое нормальное напряжение при наличии любого сдвига.

(в) Повторить проверку по Формуле (10.5) СН РК EN 1993-1-5, используя тот же самый понижающий коэффициент для сдвига как и для сжатой части панели, но снова без понижающего коэффициента на продольном нормальном напряжении:

$$\left(\frac{288}{1,0 \times 355/1,1}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{0,84 \times 355/1,1}\right)^2 = 1,20 > 1,0.$$

Несущая способность не обеспечена.

Это не очень логично и имеет тот же самый консерватизм как выше.

(г) Повторно вычислить условную гибкость, используя  $\alpha_{ult,k}$  для растянутой части и принять  $\alpha_{cr}$  как рассчитано выше для всего поля напряжений:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{288}{355}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{355}\right)^2 = 0,896, \text{ откуда } \alpha_{ult,k} = 1,056,$$

Ранее было вычислено  $\alpha_{cr} = 1,99$

Из Формулы (10.2) СН РК EN 1993-1-5 условная гибкость для устойчивости подпанели:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,056}{1,99}} = 0,73.$$

Понижающий коэффициент для касательного напряжения при данной гибкости:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,73} = 1,14.$$

Проверка выполняется, с использованием Формулы (10.5) СН РК EN 1993-1-5, но без понижающих коэффициентов для растягивающего напряжения:

$$\left(\frac{288}{1,0 \times 355/1,1}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{100}{1,14 \times 355/1,1}\right)^2 = 1,02 > 1,0.$$

Несущая способность обеспечена приближенно.

Метод (г) рекомендуется здесь, поскольку он дает лучшую сходимость со взаимодействием из Пункта 7 СН РК EN 1993-1-5. Если Пункт 7 СН РК EN 1993-1-5 применяется к данной панели изолировано, но используя  $\gamma_{M1} = 1,1$  для нормального напряжения и упругие напряжения для  $\bar{\eta}_1$ , чтобы далее облегчить сравнение получаем:

$$\begin{aligned}\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right] \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 &\leq 1,0, \\ \frac{288}{355/1,1} + \left(\frac{2 \times 100}{0,81 \times 355/\sqrt{3}} - 1\right)^2 &= 1,00,\end{aligned}$$

по сравнению с величиной 1,02 из метода (г).

Глобальная устойчивость пластины

Нормальные напряжения

Нагрузка устойчивости по типу колонны рассматривается только в случае, если почти нет пользы от укрепления пластины. Это позволяет избежать рассмотрения взаимодействия с поведением по типу пластины, как рассмотрено в основном тексте. Эффективное сечение для колонны показано на Рисунке 6.12.

Из Рисунка А.1 СН РК EN 1993-1-5, верхняя примыкающая ширина составляет:

$$\frac{(3 - \psi)}{(5 - \psi)} \cdot b_1 = \frac{(3 - 0,30)}{(5 - 0,30)} \times 300 = 172 \text{ мм}$$

Нижняя примыкающая ширина равна  $0,4 \cdot b_c = 0,4 \times 131 = 52 \text{ мм}$

Поэтому  $A_{sl,1} = (172 + 52) \times 10 + 150 \times 15 = 4490 \text{ мм}^2$  и  $I_{sl,1} = 1,142 \times 10^7 \text{ мм}^4$ .

Из Пункта 4.5.3 СН РК EN 1993-1-5:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1,142 \times 10^7}{4\,490 \times 2\,000^2} = 1\,318 \text{ МПа}.$$

Критическое напряжение, основанное на крайнем сжатом волокне равно:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}} = 1\,318 \times \frac{431}{131} = 4\,336 \text{ МПа}.$$

Из Пункта 4.5.3 (3) СН РК EN 1993-1-5 замечаем различие в определении  $b_c$  и на Рисунке 6.12; первый определяет  $b_c$  как расстояние от нейтральной оси до крайнего сжатого волокна стенки, в то время как последний определяет  $b_c$  как расстояние от нейтральной оси до крайнего сжатого волокна подпанели, ограниченной ребром жесткости.

Касательные напряжения

$\alpha = a/b = 2\,000/1050 = 1,90 < 3$ , таким образом, коэффициент устойчивости при сдвиге получен из выражения (А.6) СН РК EN 1993-1-5, но понижающий коэффициент 3 на моменте инерции ребра жесткости, который неявен в формуле, должен быть удален, как требует Примечание 1 к Пункту 10 (3) СН РК EN 1993-1-5. Из Рисунка 5.3 СН РК EN 1993-1-5, у каждого продольного ребра жесткости есть примыкающая часть стенки ( $30 \cdot \varepsilon \cdot t$ ) плюс толщина ребра жесткости равная  $30 \times 0,81 \times 10 + 10 = 253 \text{ мм}$ . Немного отличается от эффективного сечения для нормальных напряжений. У эффективного сечения момент инерции равен  $1,186 \times 10^7 \text{ мм}^4$ . Для целей данных вычислений этот момент инерции должен быть увеличен коэффициентом равным 3, как указано выше. Из приложения А.3 СН РК EN 1993-1-5 находим:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}} = \\ &= 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \times \frac{3 \times 1,186 \times 10^7}{10^3 \times 1\,050}}{1,90^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{3 \times 1,186 \times 10^7}{10^3 \times 1\,050}} = 14,65, \\ \tau_{cr} &= \frac{k_\tau \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{14,65 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 1\,050^2} = 252 \text{ МПа}, \\ \alpha_{cr,\tau} &= \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} = \frac{252}{100} = 2,52, \\ \alpha_{cr,x} &= \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{Ed,x}} = \frac{4\,336}{200} = 21,68. \end{aligned}$$

Коэффициент напряжения для всей панели равен:

$$\psi = \frac{200}{-288} = -0,694.$$



Из Формулы (10.6) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1 - 0,694}{4 \times 21,68} + \left[ \left( \frac{1 - 0,694}{4 \times 21,68} \right)^2 + \frac{1 - 0,3}{2 \times 21,68^2} + \frac{1}{2,52^2} \right]^{1/2} = 0,401.$$

и следовательно  $\alpha_{cr} = 2,492$ , который близок к такому же значению для воздействия только одного сдвига, который явно доминирует.

Коэффициент увеличения нагрузки для несущей способности поперечного сечения сначала получен для сжатой части пластины:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \cdot \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{200}{355} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{355} \right)^2 = 0,555,$$

т.е.  $\alpha_{ult,k} = 1,342$ .

Из Формулы (10.2) СН РК EN 1993-1-5 условная гибкость для общей устойчивости:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,342}{2,490}} = 0,734.$$

Понижающий коэффициент для продольного нормального напряжения тогда вычисляется из кривых устойчивости колонны с использованием несовершенства:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{50,5/40} = 0,56,$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st}}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{1,142 \times 10^7}{4\,490}} = 50,5 \text{ мм},$$

$e = 150/2 + 10 - 45,1 = 40$  мм и  $\alpha = 0,49$  для открытых ребер жесткости.

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_e \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \times [1 + 0,56 \times (0,734 - 0,2) + 0,734^2] = 0,919,$$

$$\rho_x = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,919 + \sqrt{0,919^2 - 0,734^2}} = 0,68.$$

Понижающий коэффициент для касательного напряжения при данной гибкости:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,734} = 1,13.$$

Немного консервативно, поскольку условная гибкость для сдвига должна была быть определена с использованием коэффициента увеличения нагрузки, рассматривая устойчивость по типу пластины под действием нормального напряжения. Это не имеет фактического значения в данном случае, так как нагрузки устойчивости по типу колонны и по типу пластины фактически одинаковы, и потеря устойчивости при сдвиге доминирует над коэффициентом усиления нагрузки в любом случае.

Заключительная проверка для общего поведения выполняется на основе Формулы (10.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$\left( \frac{200}{0,68 \times 355/1,1} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{1,13 \times 355/1,1} \right)^2 = 1,056 > 1,0.$$

Несущая способность не обеспечена.

Фактический коэффициент использования —  $\sqrt{1,056} = 1,03$ .

Хотя СН РК EN 1993-1-5 рекомендует, чтобы эта проверка была сделана для сжатых частей панелей, частичная проверка должна быть выполнена для растянутой части, поскольку напряжения (даже игнорируя устойчивость) могли превысить текучесть. Используем Пункт (d) приведенный выше:

Условная гибкость пересчитывается, используя  $\alpha_{ult,k}$  для растянутой стороны с  $\alpha_{cr}$  как прежде:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + 3 \cdot \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 = \left( \frac{288}{355} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{355} \right)^2 = 0,896 \text{ откуда } \alpha_{ult,k} = 1,056 ,$$

здесь, как и ранее  $\alpha_{cr} = 2,49$

Из Формулы (10.2) СН РК EN 1993-1-5 находится условная гибкость для устойчивости:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,056}{2,49}} = 0,65 .$$

Понижающий коэффициент для касательного напряжения при этой гибкости:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,65} = 1,28 > 1,2 \text{ так } \chi_w = 1,2 .$$

Проверка выполнена, как изложено в Пункте 10(5) СН РК EN 1993-1-5 без понижающего коэффициента для растягивающего напряжения:

$$\left( \frac{288}{1,0 \times 355/1,1} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{100}{1,2 \times 355/1,1} \right)^2 = 1,00 .$$

Несущая способность обеспечена.

#### 6.2.2.6 Эффективные свойства сечений класса 4

6.2.2.6.1 Пункт 6.2.2.6 СН РК EN 1993-2 основан на СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.2.5(1), (2), (3), (4) и (5).

6.2.2.6.2 Характеристики эффективных поперечных сечений класса 4 должны быть основаны на значениях эффективной ширины сжатых частей. Холодноформованные тонкостенные профили - см. 1.1.2(1) СН РК EN1993-2 и СН РК EN1993-1-3. Значения эффективной ширины плоских сжатых частей следует определять по СН РК EN1993-1-5. Если поперечные сечения класса 4 подвергаются действию осевой сжимающей силы, то для определения возможного смещения  $e_N$  нейтральной оси эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто и дополнительного момента, возникающего при смещении  $A_{eff}$ , следует использовать метод, приведенный в СН РК EN 1993-1-5:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N , \quad (6.7)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Знак дополнительного момента зависит от соотношения внутренних сил и моментов, см. СН РК EN 1993-2 Пункт 6.2.9.3(2).

Для расчета трубчатых поперечных сечений класса 4 - см. СН РК EN 1993-1-6.

#### 6.2.3 Растяжение

6.2.3.1 Пункт 6.2.3 СН РК EN 1993-2 основан на СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.3(1), (2), (3), (4) и (5).

6.2.3.2 Расчетное значение растягивающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 , \quad (6.8)$$

6.2.3.3 Для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  следует принимать наименьшим из:

а) расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.9)$$

б) расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}, \quad (6.10)$$

6.2.3.4 Если требуется определить предельное значение, см. СН РК EN 1998, то расчетное значение несущей способности в пластической стадии  $N_{pl,Rd}$  (см. СН РК EN 1993-1-1 6.2.3(2)а)) должно быть меньше расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто с отверстиями для болтов  $N_{u,Rd}$  (см. СН РК EN 1993-1-1 6.2.3(2)б)).

6.2.3.5 В соединениях класса С (см. СН РК EN1993-1-8 Пункт 3.4.2(1)), расчетное значение несущей способности при растяжении  $N_{t,Rd}$  по СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.3(1) для поперечного сечения нетто при наличии отверстий для болтов следует принимать равным  $N_{net,Rd}$ :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.11)$$

6.2.3.6 СН РК EN 1993-1-8 Пункт 3.4.2(1) для соединений класса С приводит фрагмент Таблицы 3.2 «Категории болтовых соединений»:

**Таблица 6.3 – Категории болтовых соединений**

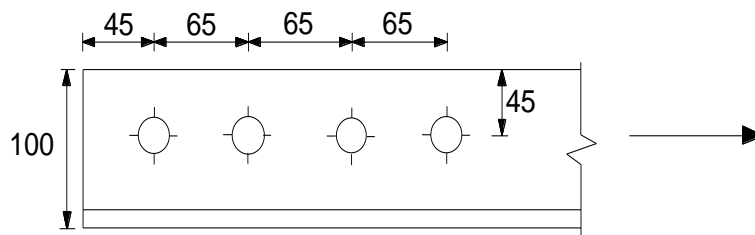
Категория	Критерий	Примечание
Соединения, работающие на сдвиг		
С Фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	<p>Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с предварительным натяжением.</p> <p>Несущая способность на сдвиг контактных поверхностей в предельном состоянии по несущей способности определяется по 3.9.</p> <p><math>N_{net,Rd}</math> - см. 3.4.1(1) в)</p>
Расчетное растягивающее усилие $F_{t,Ed}$ должно включать возможное усилие отрыва вследствие эффекта рычага, см. 3.11. Болты, подверженные усилию сдвига совместно с растягивающим усилием, должны также удовлетворять условиям, приведенным в Таблице 3.4 СН РК EN 1993-1-8.		

6.2.3.7 При креплении уголков одной полкой см. СН РК EN 1993-1-8 Пункт 3.6.3. Аналогичные требования справедливы для других типов сечений, прикрепляемых свесом полки.

#### ПРИМЕР 6 Уголок при растяжении

Требуется вычислить максимальную несущую способность на растяжение  $N_{t,Rd}$  для сечения из одиночного уголка с отверстиями для болтов.

Катанный уголок  $100 \times 100 \times 12$  из стали класса S355 имеет 4 отверстия диаметром 26 мм каждое. Болтовое соединение – категория В (сдвиг может иметь место в предельном состоянии по несущей способности) со следующей геометрией.



Площадь уголка брутто =  $2\,270 \text{ мм}^2$ .

Из Таблицы 3.1 СН РК EN 1993-1-1:  $f_y = 355 \text{ МПа}$ ,  $f_u = 510 \text{ МПа}$  для 12-мм пластины.

Для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  следует принимать наименьшим из:

а) расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии по формуле (6.6) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2270 \times 355}{1,0} = 805,9 \text{ кН},$$

б) расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов.

Согласно п.3.10.3(2) СН РК EN 1993-1-8, растянутые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой одним рядом болтов, можно рассматривать как нагруженные без эксцентриситета по эффективному сечению нетто, для которого несущую способность при креплении тремя и более болтам следует определять по формуле (3.13):

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}},$$

где  $\beta_3 = 0,5$  по табл. 3.8 для шага болтов не более 2,5 диаметра болта.

Площадь  $A_{net}$  определяется согласно п.6.2.2.2 СН РК EN 1993-1-1.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,5 \times (2270 - 26 \times 12) \times 510}{1,25} = 399,4 \text{ кН}$$

Несущая способность на растяжение  $N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 399,4 \text{ кН}$ .

#### 6.2.4 Сжатие

6.2.4.1 СН РК EN 1993-2 в данном пункте основывается на СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.4(1), в котором указывается, что расчетное значение сжимающей силы  $N_{Ed}$  в каждом поперечном сечении следует определять по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.12)$$

6.2.4.2 СН РК EN 1993-2 Пункт 6.2.4(2) требует различных подходов для проектирования в зависимости от класса сечений и указывает, что проектное сопротивление профилей всестороннему сжатию  $N_{c,Rd}$  необходимо определять как без местной потери устойчивости (для классов сечений 1,2,3), так и с местной потерей устойчивости (для сечения 4 класса или для предварительного натяжения).

6.2.4.3 Пункт 6.2.4(3) СН РК EN 1993-2 основан на Пунктах 6.2.4(3) и (4) СН РК EN 1993-1-1. Согласно требованиям Пункта 6.2.4(3) СН РК EN 1993-1-1 нет необходимости учитывать отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, определенных в СН РК EN 1090, в сжатых элементах, если в отверстиях установлены болты.

6.2.4.4 Пункт 6.2.4(4) СН РК EN 1993-1-1 требует, что в случае несимметричных сечений класса 4 для учета дополнительного момента  $\Delta M_{Ed}$ , определяемого по указаниям СН РК EN 1993-1-1 6.2.2.5(4), следует применять метод, приведенный в СН РК EN 1993-1-1 6.2.9.3.

6.2.4.5 В Пункте 6.2.9.3 СН РК EN 1993-1-1 приводятся два требования:

а) при отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$  в сечениях класса 4, рассчитанные с учетом эффективных поперечных сечений (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункт 5.5.2(2)), должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.13)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  — расчетные значения местных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункты 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5).

б) Должно выполняться следующее условие:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{W_{eff,y,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{N,z}}{W_{eff,z,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1, \quad (6.14)$$

где  $A_{eff}$  — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

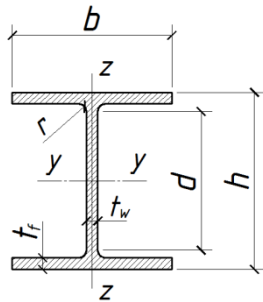
$W_{eff,min}$  — минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

$e_N$  — смещение нейтральной оси эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, когда поперечное сечение подвергается только сжатию (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.2.5(4)).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Знаки  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  и  $\Delta M_i = N_{Ed} \cdot e_{N,i}$  зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

**ПРИМЕР 7** Несущая способность колонны на сжатие

Необходимо вычислить максимальную силу сжатия, которой может противостоять колонна из прокатного двутавра HEA 160. Колонна выполнена из стали S355.



- высота  $h = 160\text{мм}$
- ширина  $b = 152\text{мм}$
- толщина стенки  $t_w = 6,0\text{мм}$
- толщина полки  $t_f = 9,0\text{мм}$
- радиус закругления  $r = 15,0\text{мм}$
- высота прямой части стенки  $d = 104,0\text{мм}$
- площадь сечения  $A = 3\,880\text{мм}^2$

**Рисунок 6.14 - Размеры сечения прокатного профиля для Примера 7**

Колонна полностью закреплена относительно изгибной потери устойчивости. Все отверстия в сечениях заполнены предварительно напряженными болтами.

Как в упругой стадии, так и пластичной, прочность и вращательная способность сечения ограничены эффектами местной устойчивости. СН РК EN 1993-1-1 учитывает влияние местной устойчивости на разные типы сечений и делит их на четыре класса (см. Пункт 5.6 СН РК EN 1993-1-1). Расчет прочности сечений необходимо вести согласно Пункту 6.2 СН РК EN 1993-1-1.

Согласно СН РК EN 1993-1-1, все сечения делятся на четыре класса: класс 1, класс 2, класс 3, класс 4. Распределение сечений по классам основано на различиях:

- по марке стали;
- по отношению ширины к толщине отдельных частей сечения элемента (стенка, полка, свес);
- по видам напряженного состояния элемента (изгиб, центральное сжатие, изгиб со сжатием).

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81.$$

Стенка сечения

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33.$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon,$$

$$33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73.$$

Таким образом,

$$17,33 < 26,73.$$

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

Полка сечения

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(152 - 6 - 2 \cdot 15)/2}{9} = 6,44.$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon,$$

$$9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29.$$

Таким образом,

$$6,44 < 7,29 .$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, сечение двутавра должно классифицироваться в целом как поперечное сечения класса 1.

Из Формулы (6.1) СН РК EN 1993-2 определяем расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3\,880 \times 355}{1,0} = 1\,377,4 \text{ кН}$$

Поэтому, предел прочности при сжатии равен 1 377,4 кН.

### **6.2.5 Изгибающий момент**

6.2.5.1 Пункт 6.2.5(1) СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.2.5(1) СН РК EN 1993-1-1. Расчетное значение изгибающего момента  $M_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 , \quad (6.15)$$

где  $M_{c,Rd}$  — определяется с учетом наличия в сечении отверстий (см. Пункты 6.2.5(4) – 6.2.5(6) СН РК EN 1993-1-1).

6.2.5.2 Проверки в данном Пункте 6.2.5 СН РК EN 1993-1-1 требуется проводить только для местных поперечных сечений. Если весь элемент склонен к изгибно-крутильной потере устойчивости, то требуется также проверить данный способ отказа. Пункт 6.2.5(2) СН РК EN 1993-2 требует разных подходов для расчета поперечного сечения в зависимости от класса сечений. Пункт 6.2.5(3) требует использования Пункта 6.2.5(3) – 6.2.5(6) СН РК EN 1993-1-1 при определении расчетных значений несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения с учетом отверстий для болтов.

### **6.2.6 Сдвиг**

#### **6.2.6.1 Общие положения**

6.2.6.1.1 Указанный подраздел основан на Пункте 6.2.6(1) – 6.2.6(8) СН РК EN1993-1-1 и Разделе 5 СН РК EN 1993-1-5.

6.2.6.1.2 Данный раздел СН РК EN 1993-2 разбит в данном пособии на два подраздела, которые определяют пластическую несущую способность на сдвиг и несущую способность по устойчивости при сдвиге.

#### **6.2.6.2 Несущая способность на сдвиг без учета устойчивости**

6.2.6.2.1 Особенность проектирования на сдвиг по СН РК EN 1993 основана на том, что несущая способность на сдвиг стенки небольшой высоты может превысить несущую способность, основанную на пределе текучести по Мизесу при сдвиге,  $f_y/\sqrt{3}$ .

Испытания показали, что деформационное упрочнение реализует более высокую несущую способность без чрезмерного проявления деформации.

Пункт 6.2.6 СН РК EN 1993-1-1 и Пункт 5 СН РК EN 1993-1-5 содержит коэффициент  $\eta$ , для учета указанной особенности.

6.2.6.2.2 Коэффициент  $\eta$  определен в Пункте 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5, но его численное значение - национальный выбор. Для стали классов прочности до S460, рекомендуется  $\eta = 1,2$ , который эквивалентен среднему касательному напряжению стенки  $0,7 \cdot f_y$ . Для классов свыше S460, рекомендуется  $\eta = 1,0$ , так как деформационное упрочнение менее существенно для более высоких классов прочности стали. Для сталей класса S460 и выше принимается  $\eta = 1,0$  в отсутствие необходимых испытаний. В СН РК EN 1993-1-1 коэффициент  $\eta$  включен в площадь сдвига (см. Пункт 6.2.6(3) СН РК EN 1993-1-1), но в СН РК EN 1993-1-5 он появляется непосредственно в формуле по несущей способности (см. Пункт 5.2(1) СН РК EN 1993-1-5). Таким образом, требуется не включать указанный эффект дважды.

### 6.2.6.3 Устойчивость при сдвиге

Несущую способность двутавровых балок со сплошной стенкой по потере устойчивости при сдвиге требуется рассматривать по Пункту 5 СН РК EN 1993-2 и основать на теории изгибных напряжений.

#### ПРИМЕР 8 Балка без продольных ребер жесткости

Необходимо вычислить несущую способность сечения балки на сдвиг на внутренней и крайней опоре.

Балка – многопролетная неразрезная, сталь S355, размеры показаны на Рисунке 6.15.

Сечение балки на опорах усилено поперечными ребрами жесткости.

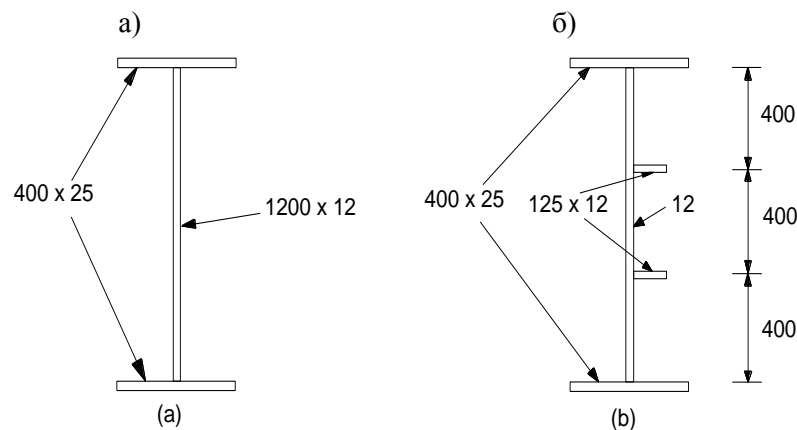


Рисунок 6.15 - а) Балка для Примера 8; б) Балка для Примера 9

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81.$$

Сечение балки на внутренней опоре



Для балки без промежуточных ребер жесткости гибкость определяется по Формуле (5.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{1\,200}{86,4 \times 12 \times 0,81} = 1,429.$$

Во внутренней опоре можно применить случай с жесткой концевой стойкой, таким образом, из Таблицы 5.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = \frac{1,37}{0,7 + 1,429} = 0,64.$$

Влияние полок будет незначительным, так как поперечные ребра жесткости расположены далеко друг от друга. Таким образом, по Формуле (5.2) СН РК EN 1993-1-5 вычисляется несущая способность:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,64 \times 345 \times 1\,200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1\,727 \text{ кН}.$$

Рассматривая, теперь, крайнюю опору, гибкость рассчитаем по уравнению из (5.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{1\,200}{86,4 \times 12 \times 0,81} = 1,429.$$

Сечение балки на крайней опоре

В крайней опоре с одним несущим ребром жесткости, применяется случай нежесткой концевой стойки из Таблицы 5.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,429} = 0,58.$$

Если какой-либо незначительный вклад на несущую способность на срез от полок проигнорирован, несущая способность на срез вычисляется по Формуле (5.2) СН РК EN 1993-1-5 и равна:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,58 \times 345 \times 1\,200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1\,558 \text{ кН}.$$

#### ПРИМЕР 9 Балка с продольными ребрами жесткости

Необходимо вычислить несущую способность сечения балки на сдвиг на внутренней опоре.

Балка – многопролетная неразрезная, сталь S355, размеры показаны на Рисунке 6.15.

Сечение балки усилено двумя горизонтальными односторонними ребрами жесткости, через каждые 4 000 мм – поперечные ребра жесткости.

Сначала рассчитывается гибкость для общей потери устойчивости при сдвиге панели с ребрами жесткости.  $a/b = 4\,000/1\,200 = 3,33 > 3$ , таким образом, коэффициент устойчивости при сдвиге получается из уравнения А.5 СН РК EN 1993-1-5. Из Рисунка 5.3 СН РК EN 1993-1-5, у каждого продольного ребра жесткости есть примыкающая часть стенки  $(30 \cdot \varepsilon \cdot t)$  плюс толщина ребра жесткости равная  $30 \times 0,81 \times 12 + 12 = 304 \text{ мм} < 400 \text{ мм}$ . У каждого эффективного сечения есть момент инерции равный  $6,982 \times 10^6 \text{ мм}^4$  и  $I_{sl} = 2 \times 6,982 \times 10^6 = 1,396 \times 10^7 \text{ мм}^4$ . Из уравнения (А.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$k_{\tau sl} = 9 \left( \frac{b}{a} \right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b} \right)^3} = 9 \left( \frac{1\,200}{4\,000} \right)^2 \times \sqrt[4]{\left( \frac{2,095 \times 10^7}{12^3 \times 1\,200} \right)^3} = 3,386, \text{ но не менее чем}$$

$$k_{\tau sl} = \frac{2,1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{b}} = \frac{2,1}{12} \times \sqrt[3]{\frac{2,095 \times 10^7}{1\,200}} = 4,540,$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left( \frac{b}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} = 5,34 + 4,00 \times \left( \frac{1\,200}{4\,000} \right)^2 + 4,540 = 10,24.$$

Условная гибкость стенки для общей потери устойчивости получена из выражения (5.6) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{1\,200}{37,4 \times 12 \times 0,81 \times \sqrt{10,24}} = 1,032.$$

Затем вычисляется условная гибкость для устойчивости подплиты.

Для устойчивости подплиты,  $a = 4\,000$  мм и  $b = 400$  мм и из уравнения (A.5) СН РК EN 1993-1-5:

$$k_{ti} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{\bar{b}}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{400}{4000}\right)^2 = 5,38.$$

Условная гибкость для устойчивости подплиты получена из выражения (5.7) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{ti}}} = \frac{400}{37,4 \times 12 \times 0,81 \times \sqrt{5,38}} = 0,474 < 1,032.$$

для общей устойчивости. Таким образом, устойчивость подплиты не главная в расчете.

Во внутренней опоре применяется случай жесткой концевой стойки, но т.к.  $\bar{\lambda}_w < 1,08$  из Таблицы 5.1 СН РК EN 1993-1-5 следует, что не имеет значения, есть ли жесткая концевая стойка.

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,024} = 0,80.$$

Если вклад от полок проигнорирован, несущая способность на срез также вычисляется по Формуле (5.2) СН РК EN 1993-1-5:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,80 \times 345 \times 1\,200 \times 12}{\sqrt{3} \times 1,1} = 2\,159 \text{ кН}.$$

## 6.2.7 Кручение

### 6.2.7.1 [6.2.7.1] Общие положения

В данном Пункте СН РК EN 1993-2 сформулированы следующие требования:

1) Необходимо учитывать результат появления кручения и деформации элементов, подверженных кручению.

2) Жесткость в поперечном направлении профиля или ребер жесткости для уменьшения деформаций допускается учитывать, рассматривая соответствующую модель упругого деформирования, подвергаемую комбинированному воздействию изгиба, кручения и деформации.

3) Допускается не учитывать деформационный эффект в элементах, если деформация не превышает 10 % от изгиба из-за жесткости профиля при поперечном изгибе.

4) Диафрагмы проектируются с учетом воздействия результирующей распределенной нагрузки.

### 6.2.7.2 Кручение, в отношении которого допускается не учитывать воздействие деформации

6.2.7.2.1 Требования к кручению, в отношении которого допускается не учитывать воздействие деформации (см. Пункт 6.2.7.2 СН РК EN 1993-2), приводятся в Пунктах 6.2.7.2.2 - 6.2.7.2.10 данного пособия, которые основаны на Пункте 6.2.7 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.7.2.2 [6.2.7(1) СН РК EN 1993-1-1] Для элементов, подвергающихся кручению, при котором деформацией сечения можно пренебречь, расчетное значение суммарного крутящего момента  $T_{Ed}$  в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0, \quad (6.16)$$

где  $T_{Rd}$  — расчетное значение несущей способности поперечного сечения при кручении.

6.2.7.2.3 [6.2.7(2) СН РК EN 1993-1-1] Суммарный крутящий момент  $T_{Ed}$  в любом поперечном сечении должен рассматриваться как сумма двух внутренних составляющих:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}, \quad (6.17)$$

где  $T_{t,Ed}$  — расчетное значение внутреннего крутящего момента Сен-Венана;

$T_{w,Ed}$  — расчетное значение внутреннего крутящего момента при стесненном кручении.

6.2.7.2.4 [6.2.7(3) СН РК EN 1993-1-1] Значения  $T_{t,Ed}$  и  $T_{w,Ed}$  в любом поперечном сечении рекомендуется определять по  $T_{Ed}$  с помощью упругого расчета, исходя из характеристик сечения элемента, условий закрепления и распределения нагрузок вдоль элемента.

6.2.7.2.5 [6.2.7(4) СН РК EN 1993-1-1] Следует учитывать следующие напряжения, возникающие при кручении:

- касательные напряжения  $\tau_{t,Ed}$ , вызванные крутящим моментом Сен-Венана  $T_{t,Ed}$ ;
- нормальные напряжения  $\sigma_{w,Ed}$ , вызванные бимоментом  $B_{Ed}$ , и касательные напряжения  $\tau_{w,Ed}$ , вызванные стесненным кручением  $T_{w,Ed}$ .

6.2.7.2.6 [6.2.7(5) СН РК EN 1993-1-1] Для проверки в упругой стадии рекомендуется применять критерий текучести по СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.2.1(5).

6.2.7.2.7 [6.2.7(6) СН РК EN 1993-1-1] Для определения несущей способности поперечного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии, при наличии кручения, следует учитывать только эффекты от  $B_{Ed}$ , получаемые в результате статического расчета.

6.2.7.2.8 [6.2.7(7) СН РК EN 1993-1-1] С целью упрощения, в элементах замкнутого поперечного сечения влиянием стесненного кручения допускается пренебречь. В элементах открытого поперечного сечения, таких как двутавр, влиянием кручения Сен-Венана, также, допускается пренебречь.

6.2.7.2.9 [6.2.7(8) СН РК EN 1993-1-1] При определении значения несущей способности  $T_{Rd}$  для замкнутых полых сечений следует учитывать расчетное значение несущей способности на сдвиг отдельных частей поперечного сечения, в соответствии с СН РК EN 1993-1-5.

6.2.7.2.10 [6.2.7(9) СН РК EN 1993-1-1] При совместном действии поперечной силы и крутящего момента значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии с учетом влияния кручения  $V_{pl,Rd}$  должно быть уменьшено до  $V_{pl,T,Rd}$ , и расчетное значение поперечной силы должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.18)$$

где  $V_{pl,T,Rd}$  определяется следующим образом:

-для двутавровых сечений

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{pl,Rd}; \quad (6.19)$$

-для швеллеров

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd}; \quad (6.20)$$

-для замкнутых сечений

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3}) \cdot \gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd}, \quad (6.21)$$

где  $V_{pl,Rd}$  определяется Формулой (6.18) Пункта 6.2.6 СН РК EN 1993-1-1.

## 6.2.8 Изгиб, осевая нагрузка, сдвиг и поперечная нагрузка

6.2.8.1 Согласно СН РК EN 1993-2 рекомендуется определить взаимодействие изгиба, осевой нагрузки, сдвига и поперечной нагрузки, используя один из двух следующих методов (см. Пункты 6.2.8.2 и 6.2.8.3 настоящего пособия).

6.2.8.2 [6.2.8(1)] Методы взаимодействия приведены в 6.2.8 – 6.2.10 СН РК EN 1993-2. В примечании требуется обратить внимание на эффект местной потери устойчивости в СН РК EN 1993-1-5, Разделы 4 – 7.

6.2.8.3 [6.2.8(2)] Взаимодействие напряжений: см. критерий текучести в 6.2.1 СН РК EN 1993-2. В примечании требуется учесть эффект местной потери устойчивости, приведенный в Разделе 10 СН РК EN 1993-1-5.

## 6.2.9 Изгиб и сдвиг

6.2.9.1 Требования к сдвигу и изгибу элементов (см. Пункт 6.2.9 СН РК EN 1993-2) приведены в Пунктах 6.2.9.2 – 6.2.9.6 настоящего пособия, которые основаны на Пункте 6.2.8 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.9.2 Сдвиговые силы, воздействующие на стальной профиль, если они значительны, могут понизить несущую способность на изгиб. Вследствие чего требуется учесть взаимодействие между сдвигом и изгибом.

6.2.9.3 При действии поперечной силы следует принимать во внимание ее влияние на несущую способность на изгиб. Если поперечная сила меньше половины несущей способности на сдвиг в пластической стадии, ее влиянием на несущую способность на

изгиб допускается пренебречь, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения (см. СН РК EN 1993-1-5). В остальных случаях уменьшенное значение несущей способности на изгиб следует принимать равным расчетному значению несущей способности поперечного сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, \quad (6.22)$$

где  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$  и  $V_{pl,Rd}$  определяется по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1

Пункт 6.2.6(2) (см. также Раздел 6.2.10(3)).

6.2.9.4 [6.2.8(4) СН РК EN 1993-1-1] При наличии кручения значение  $\rho$  следует определять по формуле  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$  (см. Пункт 6.2.7 СН РК EN 1993-1-1), но его следует принимать равным нулю при  $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$ .

6.2.9.5 [6.2.8(5) СН РК EN 1993-1-1] Уменьшенное расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии с учетом сдвигающей силы для двутавровых сечений с одинаковыми полками, изгибаемых относительно главной оси допускается определять по формуле:

$$M_{y,V,Rd} = \left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \text{ и } A_w = h_w \cdot t_w, \quad (6.23)$$

где  $M_{y,c,Rd}$  определяется в зависимости от классов поперечных сечений по СН РК 1993-1-1 Пункт 6.2.5(2).

6.2.9.6 [6.2.8(6) СН РК EN 1993-1-1] Совместное действие изгибающего момента, поперечной и осевой сил рассмотрено в Разделе 7 СН РК EN 1993-1-5.

#### ПРИМЕР 10 Действие момента и поперечной силы в балке двутаврового сечения

Определить пластический момент сопротивления сечения балки при действии момента и поперечной силы.

Двутавровая балка из стали S355 изображена на Рисунке 6.16 с пределом текучести  $f_y = 355$  МПа.

Балка имеет поперечное сечение 2 Класа при отрицательном изгибающем моменте и имеет следующие свойства при отсутствие сдвига:

- пластическая нейтральная ось в 525 мм от нижней полки;
- пластический момент сопротивления равен 7 834 кНм .

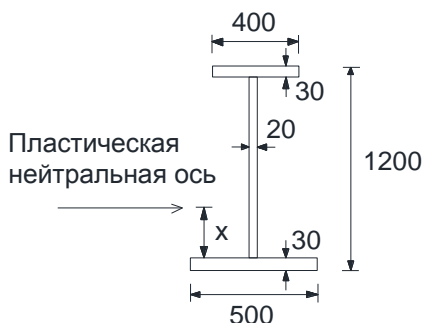


Рисунок 6.16 – Двутавровая балка для Примера 10

Балка закреплена против изгибно-крутильной потери устойчивости и устойчива против потери устойчивости при сдвиге. Требуется определить максимальный изгибающий момент, которому может противостоять сечение при воздействии поперечной силы величиной 4 486 кН.

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии вычисляется по формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}},$$

где  $A_V$  — площадь сдвига.

Площадь сдвига  $A_V$  может приниматься следующим образом:

а) для прокатных двутавровых сечений, нагрузка параллельна стенке

$$A = 2 \cdot b \cdot t_f \cdot (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \text{ но не менее } \eta \cdot h_w \cdot t_w$$

б) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна стенке

$$\eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w).$$

Коэффициент для площади сдвига  $\eta = 1,2$  (Пункт 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5).

$$A_V = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \times (1\,200 - 60) \times 20 = 27\,360 \text{ мм}^2.$$

Пластическая несущая способность на сдвиг:

$$V_{pl,Rd} = \frac{27\,360 \times (355 / \sqrt{3})}{1,00} = 5\,608 \text{ кН}.$$

В нашем случае  $V_{Ed} = 4\,486 \text{ кН} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 2\,804 \text{ кН}$ , таким образом, сдвиг уменьшит пластический момент сопротивления, что повлечет к уменьшению расчетного значения несущей способности на изгиб до величины  $M_{y,V,Rd}$  (см. п.6.2.8(2), (3) СН РК EN 1993-1-1).

Определим уменьшенное значение предела текучести по формуле (6.29) СН РК EN 1993-1-1

$$(1 - \rho) \cdot f_y,$$

$$\text{где } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 4\,486}{5\,608} - 1 \right)^2 = 0,36.$$

Имеем в нашем случае допустимый предел текучести стенки

$$(1 - \rho) \cdot f_y = (1 - 0,36) \times 355 = 227,2 \text{ МПа}.$$

Вычисляется пластический момент сопротивления в сечении с уменьшенным допустимым пределом текучести материала стенки. Пластическая нейтральная ось сдвинется от положения без сдвига, вызванного уменьшением прочности стенки. Новая пластическая нейтральная ось на высоте  $x$  от верха нижней полки находится из уравнения:

$$(500 \times 30 \times 355) + (20 \times x \times 227,2) = (400 \times 30 \times 355) + [20 \times (1140 - x) \times 227,2]$$

откуда  $x = 452,8 \text{ мм}$ .

Момент сопротивления при наличии сдвига находится путем вычисления момента относительно пластической нейтральной оси:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{(500 \times 30 \times 467,8 + 400 \times 30 \times 702,2) \times 345}{1,00} + \frac{[20 \times 452,8^2 \times 0,5 + (1140 - 452,8)^2 \times 20 \times 0,5] \times 227,2}{1,00} = 7\,021 \text{ кНм}.$$

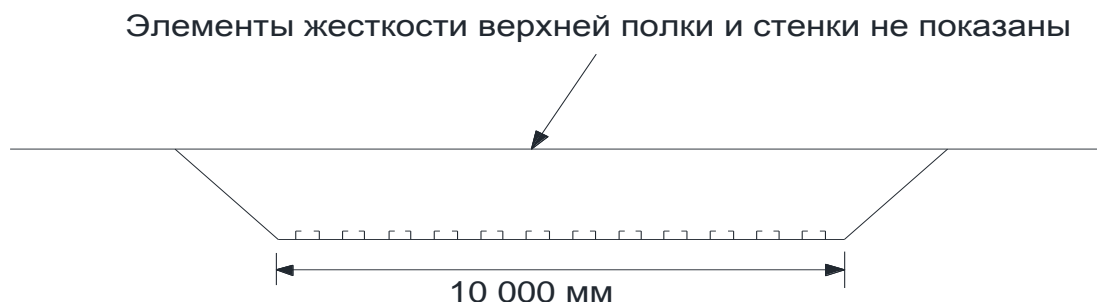
Следовательно, пластический момент сопротивления сечения уменьшается с 7 834 кНм до 7 021 кНм с приложенной поперечной силой величиной 4 486 кН.

**ПРИМЕР 11** Действие момента и поперечной силы в балке коробчатого сечения

Проверить сечение нижнего пояса неразрезной балки коробчатого сечения на совместное действие момента и поперечной силы.

Балка изготовлена из стали S355. Ширина 10 000 мм. Нижний пояс толщиной 10 мм усилен продольными ребрами жесткости через каждые 400 мм (как показано на Рисунке 6.17). Ребра жесткости выполнены из уголков.

Диафрагмы (поперечные элементы жесткости) расположены через каждые 4 000 мм вдоль моста. Каждое уголково ребро жесткости вместе с примыкающей основной пластиной в соответствии с Рисунком 5.3 СН РК EN 1993-1-5 имеет момент инерции равный  $3,621 \times 10^7 \text{ мм}^4$ . Касательное напряжение из-за вертикального сдвига в соединении между стенкой и нижней полкой – 130 МПа, и крутильное касательное напряжение в нижней полке – 10 МПа. Нормальное напряжение в нижней полке равно 250 МПа, вычисленное в соответствии с эффективным сечением, определенным в соответствии с Пунктом 4.5 СН РК EN 1993-1-5.



**Рисунок 6.17 - Балка коробчатого сечения для Примера 11**

Условная гибкость для общей потери устойчивости при сдвиге панели с ребрами жесткости вычисляется, сначала с использованием Приложения А.3 СН РК EN 1993-1-5:

$$k_{\tau sl} = 9 \cdot \left(\frac{b}{a}\right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)^3} = 9 \times \left(\frac{10\,000}{4\,000}\right)^2 \times \sqrt[4]{\left(\frac{8,690 \times 10^8}{10^3 \times 10\,000}\right)^3} = 1\,601,$$

с величиной  $I_{sl} = 24 \times 3,621 \times 10^7 = 8,690 \times 10^8 \text{ мм}^4$ , но не менее чем:

$$k_{\tau sl} = \left(\frac{2,1}{t}\right) \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{b}\right)} = \frac{2,1}{10} \times \sqrt[3]{\frac{8,690 \times 10^8}{10\,000}} = 9,3.$$

Т.к.  $a/b = 4\,000/10\,000 = 0,4 < 1,0$ , следовательно,

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \cdot \left(\frac{b}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 4,00 + 5,34 \times \left(\frac{10\,000}{4\,000}\right)^2 + 1\,601 = 1\,638,4.$$

Условную гибкость пояса при полной потери устойчивости на срез определяем по Формуле (5.6) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}} = \frac{10\,000}{37,4 \times 10 \times 0,81 \times \sqrt{1\,638,4}} = 0,816.$$

На внутренней опоре применяется случай жесткой концевой стойки. При условии  $0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$  из Таблицы 5.1 СН РК EN 1993-1-5:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,816} = 1,02.$$

Значение  $\bar{\eta}_3$  вычисляется, используя консервативную интерпретацию определения касательного напряжения полки, так, что полное используемое касательное напряжение равняется ( $0,5 \cdot \tau_{shear} + \tau_{tor} = 0,5 \times 130 + 10 = 75 \text{ МПа}$ ):

$$\bar{\eta}_3 = \frac{75}{1,02 \times \frac{355}{\sqrt{3} \times 1,1}} = 0,39 < 0,5.$$

Таким образом, отсутствует взаимодействие с нормальным напряжением при полной форме потери устойчивости.

Затем вычисляется условная гибкость для устойчивости подпанели. Для устойчивости подпанели размерами  $a = 4\,000$  мм и  $\bar{b} = 400$  мм и с отношением  $a/\bar{b} = 10 > 1,0$  по Формуле (А.5) СН РК EN 1993-1-5 имеем:

$$k_{\tau i} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{\bar{b}}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{400}{4\,000}\right)^2 = 5,38.$$

Условную гибкость для определения потери устойчивости подпанели определяем по Формуле (5.7) СН РК EN 1993-1-5.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\bar{b}}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau i}}} = \frac{400}{37,4 \times 10 \times 0,81 \times \sqrt{5,38}} = 0,569.$$

По Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-5 следует, что  $\chi_w = 1,2$ . Величина  $\bar{\eta}_3$  вычисляется с использованием среднего касательного напряжения в подпанели полки:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{130 + 10}{1,2 \times \frac{355}{\sqrt{3} \times 1,1}} = 0,63 > 0,5,$$

таким образом, есть взаимодействие с нормальным напряжением в местной форме потери устойчивости. Взаимодействие проверяется с использованием Формулы (7.1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta_1 + (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 = \frac{250}{355/1,0} + (2 \times 0,63 - 1)^2 = 0,77 \leq 1,0,$$

таким образом, полка выбрана правильно при совместном воздействии изгиба и сдвига.

## 6.2.10 Изгиб и осевая сила

### 6.2.10.1 Сечения классов 1 и 2

6.2.10.1.1 [6.2.9.1(1) (2) (3) СН РК EN 1993-1-1] Пункт 6.2.10 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.2.9.1 СН РК EN 1993-1-1, где определены следующие расчетные требования (см. Пункты 6.2.10.1.2 – 6.2.10.1.7 настоящего пособия).

6.2.10.1.2 При действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии.

Для поперечных сечений классов 1 и 2 должно выполняться следующее условие:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (6.24)$$

где  $M_{N,Rd}$  — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

Для прямоугольных сплошных сечений без отверстий  $M_{N,Rd}$  следует принимать равным:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2\right] \quad (6.25)$$

6.2.10.1.3 [6.2.9.1(4) СН РК EN 1993-1-1] Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влияние осевой силы на несущую способность



на изгиб относительно оси у–у в пластической стадии учитывать не следует, если выполняются следующие условия:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

и

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.27)$$

6.2.10.1.4 [6.2.9.1(4) СН РК EN 1993-1-1] Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси z–z в пластической стадии учитывать не следует, если выполняется следующее условие:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.28)$$

6.2.10.1.5 [6.2.9.1(5) СН РК EN 1993-1-1] Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются крепежные отверстия, рекомендуется применять следующие приближенные формулы для прокатных и сварных двутавровых сечений с равными полками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5 \cdot a) \quad \text{— при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (6.29)$$

$$\text{при } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}; \quad (6.30)$$

$$\text{при } n > a: \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right], \quad (6.31)$$

где  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ ;  $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f)/A$ , при  $a \leq 0,5$ .

6.2.10.1.6 [6.2.9.1(5) СН РК EN 1993-1-1] Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются крепежные отверстия, рекомендуется применять следующие приближенные формулы для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5 \cdot a_w) \quad \text{— при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}; \quad (6.32)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5 \cdot a_f) \quad \text{— при } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (6.33)$$

где  $a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t)/A$ , при  $a_w \leq 0,5$  – для прямоугольных замкнутых сечений;

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f)/A$ , при  $a_w \leq 0,5$  – для сварных коробчатых сечений;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t)/A$ , при  $a_f \leq 0,5$  – для прямоугольных замкнутых сечений;

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w)/A$ , при  $a_f \leq 0,5$  – для сварных коробчатых сечений.

6.2.10.1.7 [6.2.9.1(6) СН РК EN 1993-1-1] При двухосном изгибе рекомендуется применять следующее условие:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad (6.34)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – параметры, значения которых с запасом принимаются равными единице, или:

– для двутавровых и Н-образных сечений:  $\alpha = 2$ ;  $\beta = 5 \cdot n$  — при  $\beta \geq 1$ ;

– для круглых полых сечений:  $\alpha = 2$ ,  $\beta = 2$ ;

– для прямоугольных полых сечений:  $\alpha = \beta = 1,66/(1 - 1,13 \cdot n^2)$  – при  $\alpha = \beta \leq 6$ ,

где  $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ .

### 6.2.10.2 Сечения класса 3

6.2.10.2.1 Указанный Пункт СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.2.9.2(1) СН РК EN 1993-1-1, где указано, что при отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях класса 3 должны удовлетворять условию

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.35)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  – расчетное значение локальных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом крепежных отверстий для болтов в необходимых случаях (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункты 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5).

6.2.10.2.2 Пункт 6.2.10.2(2) СН РК EN 1993-2 требует, что необходимо выполнение следующего условия при рассмотрении местной потери устойчивости, если применяется метод предельного напряжения:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.36)$$

где  $\sigma_{limit}$  — необходимо определять согласно Разделу 10 СН РК EN 1993-1-5.

### 6.2.10.3 Сечения класса 4

6.2.10.3.1 Пункт 6.2.10.3 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.2.9.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-1, где определены следующие требования (см. Пункты 6.2.10.3.2 – 6.2.10.3.4 настоящего пособия).

6.2.10.3.2 [6.2.9.3(1) СН РК EN 1993-1-1] При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$  в сечениях класса 4, рассчитанные с учетом эффективных поперечных сечений (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункт 5.5.2(2)), должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (6.37)$$

где  $\sigma_{x,Ed}$  – расчетные значения местных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункты 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5).

6.2.10.3.3 [6.2.9.3(2) СН РК EN 1993-1-1] Должно выполняться следующее условие:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,y}}{W_{eff,y,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,z}}{W_{eff,z,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1, \quad (6.38)$$

где  $A_{eff}$  — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{eff,min}$  — минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

$e_N$  — смещение нейтральной оси эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, когда поперечное сечение подвергается только сжатию, и определяется в соответствии с Пунктом 6.2.2.5(4) СН РК EN 1993-1-1.

6.2.10.3.4 [6.2.2.5(4) СН РК EN 1993-1-1] Если поперечные сечения класса 4 подвергаются действию осевой сжимающей силы, то для определения возможного смещения  $e_N$  нейтральной оси эффективной площади  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто и дополнительного момента, возникающего при смещении  $e_N$ , следует использовать метод, приведенный в СН РК EN 1993-1-5:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_N \quad (6.39)$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Знак дополнительного момента зависит от соотношения внутренних сил и моментов (см. Пункт 6.2.9.3(2) СН РК EN 1993-1-1).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Знаки  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  и  $\Delta M_i = N_{Ed} \cdot e_{N,i}$  зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

ПРИМЕР 12 Действие момента и осевой силы в балке двутаврового сечения

Определить класс сечения при совместном действии момента и осевой силы.

Сварная двутавровая балка, показанная на Рисунке 6.18, закреплена от изгибно-крутильной потери устойчивости и, как первоначально предполагается, является 2 классом поперечного сечения при действии момента и осевой силы.

Балка является частью однопролетного моста и воспринимает сжимающее распорное давление от береговых устоев величиной 10 600 кН, приложенное на уровне пластической нейтральной оси, рассчитанной для случая воздействия одного только изгибающего момента.

Все элементы балки выполнены из стали S355, в соответствии с EN 10025 и пределы текучести для различных толщин пластины принимаются по СН РК EN 1993-1-1 Таблица 3.1.

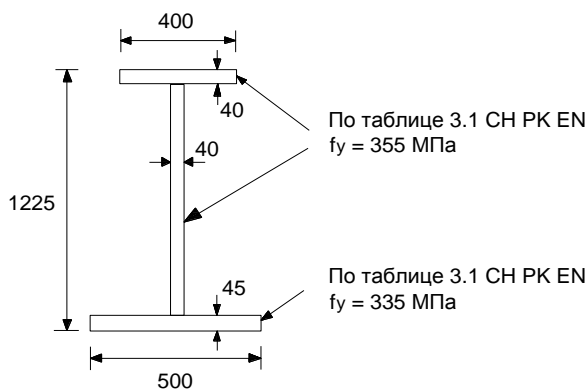


Рисунок 6.18 – Двутавровое сечение для Примера 12

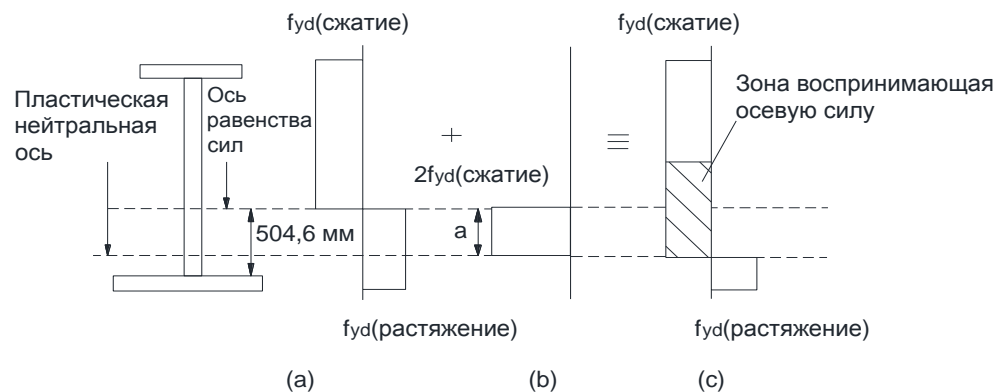
Сжатая полка сначала классифицируется в соответствии с Таблицей 5.2 СН РК EN 1993-1-1. Игнорируя толщину катета сварного шва стенки к полке, имеем:

$$c = \frac{400 - 40}{2} = 180 \text{ мм};$$

$$\varepsilon = 0,81,$$

$$c/t = 180/40 = 4,5 < 9 \cdot \varepsilon = 7,3,$$

сечение верхней полки – 1 класс.



**Рисунок 6.19 – Эпюры напряжений в балке для Примера 12: (а) от изгиба; (б) от осевой силы; (с) суммарная эпюра напряжений**

Пластические свойства сечения балки

Ось равенства сил составляет 504,6 мм от основания стенки. Это – местоположение пластической нейтральной оси только при изгибе.

Пластический момент сопротивления сечения  $M_{pl,Rd}$  равен 12 370 кНм.

Рисунок 6.19 показывает распределение напряжений при объединенном изгибе и осевой силе.

Сначала рассчитывается высота «а».

Принимаем, что пластическая нейтральная ось проходит в стенке; используя равенство сил вычисляем:

$$10\,600 \times 10^3 = a \times 40 \times 2 \times 355 / 1,0, \text{ следовательно, } a = 373,2 \text{ мм} < 504,6 \text{ мм.}$$

Предположение правильно – пластическая нейтральная ось проходит в стенке.

Поэтому, пластический момент сопротивления ( $M_{2fyd}$ ) только для осевой силы относительно оси равенства сил сечения равен:

$$373,2 \times 40 \times 373,2 / 2 \times 2 \times 355 \times 1 \times 10^{-6} = 1\,977 \text{ кНм.}$$

Отсюда результирующий пластический момент сопротивления сечения при наличии осевой силы составляет  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} - M_{2fyd} = 12\,370 - 1\,977 = 10\,393 \text{ кНм.}$

Сечение может противостоять максимальному положительному изгибающему моменту в 10 393 кНм при наличии осевой силы величиной 10 600 кН (приложенной на уровне пластической нейтральной оси при воздействии одного только изгибающего момента). Данный метод нуждался бы в модификации, если бы предел текучести отличался в стенке и полке, и нейтральная ось была расположена в полке. Было бы самым простым использовать везде наименьшее значение предела текучести.

Проверяем, что поперечное сечение – все еще 2 класса при наличии осевой силы. СН РК EN 1993-1-1 Таблица 5.2 – Стенка – «Часть, подверженная изгибу и сжатию».

Имеем при  $\alpha > 0,5$  для стенки 2 класса сечений должно быть  $c/t \leq 456 \cdot \varepsilon / (13\alpha - 1)$ .

В нашем случае величина «с» равна высоте стенки балки 1 140 мм, «а · с» равна высоте стенки балки при сжатии  $1\,140 - 504,6 + 373,2 = 1\,008,6 \text{ мм}$ , отсюда  $\alpha = \frac{1\,008,6}{1\,140} = 0,885$ . Стенка толщиной  $t = 40 \text{ мм}$ ,  $\varepsilon = 0,81$  (СН РК EN 1993-1-1 Таблица 5.2), имеем

$$\frac{c}{t} = \frac{1\,140}{40} = 28,5 < \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{456 \times 0,81}{13 \times 0,885 - 1} = 35,2$$

Поэтому стенка – все еще 2 класса, несмотря на наличие силы сжатия.

### 6.2.11 Изгиб, сдвиг и осевая сила

6.2.11.1 Пункт 6.2.11 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.2.10(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-1-1, в котором указаны следующие требования (см. Пункты 6.2.11.2 – 6.2.11.7 настоящего пособия).

6.2.11.2 [6.2.10(1) СН РК EN 1993-1-1] При действии поперечной и осевой сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность на изгиб.

6.2.11.3 [6.2.10(2) СН РК EN 1993-1-1] Если расчетное значение усилия сдвига  $V_{Ed}$  не превышает 50 % от расчетного значения несущей способности на сдвиг в пластической стадии  $V_{pl,Rd}$ , то значение несущей способности, определенное по указаниям Пункта 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1, при совместном действии изгибающего момента и осевой силы, снижать не следует, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность сечения (см. СН РК EN 1993-1-5).

6.2.11.4 [6.2.10(3) СН РК EN 1993-1-1] Если  $V_{Ed}$  превышает 50 % от  $V_{pl,Rd}$ , то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы следует определять по уменьшенному значению предела текучести:

$$(1 - \rho)f_y, \quad (6.40)$$

где  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$  и  $V_{pl,Rd}$  вычисляется по Формуле (6.18) Пункта 6.2.6(2) СН РК EN 1993-1-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Вместо уменьшения предела текучести может быть уменьшена толщина листа в соответствующей части поперечного сечения.

## 6.3 Сопротивление элементов продольному изгибу

### 6.3.1 Сжатие однородных элементов

#### 6.3.1.1 Сопротивление продольному изгибу

6.3.1.1.1 Пункт 6.3.1.1 СН РК EN 1993-2 в отношении сопротивления продольному изгибу основан на Пункте 6.3.1.1(1) – 6.3.1.1(3) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.1.1.2 – 6.3.1.1.5 настоящего пособия).

6.3.1.1.2 [6.3.1.1(1) СН РК EN 1993-1-1] В дополнение к проверкам поперечного сечения, рассмотренным в Пункте 6.2, сжатые элементы должны быть проверены на устойчивость. Основное требование Пункта 6.3.1.1(1) следующее:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.41)$$

где  $N_{Ed}$  — расчетное значение силы сжатия;

$N_{b,Rd}$  — несущая способность по устойчивости сжатого элемента.

6.3.1.1.3 [6.3.1.1(3) СН РК EN 1993-1-1] Расчетные значения сопротивления  $N_{b,Rd}$  следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{— для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов;} \quad (6.42)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{— для поперечного сечения 4 класса,} \quad (6.43)$$

где  $\chi$  — понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости;  $A_{eff}$  — эффективная площадь сечения, учитывая местную потерю устойчивости, при этом при определении значений  $A$  и  $A_{eff}$  крепежные отверстия на концах колонн учитывать не следует.

6.3.1.1.4 Площади поперечного сечения не должны учитывать отверстия на соединениях концов шарнирных элементов, где изгибные напряжения потери устойчивости являются малыми. Пункт 6.3.1.1(4) СН РК EN 1993-1-1 формулирует подобное требование, но не ограничивает его шарнирными концами. Если концевые соединения спроектированы на сопротивление моменту и на обеспечение эффективной длины, которая короче, чем длина элемента, необходимо сделать некоторый допуск для отверстий.

6.3.1.1.5 Пункт 6.3.1.1(2) СН РК EN 1993-1-1 указывает, что для асимметричных поперечных сечений 4 класса, дополнительный момент может возникнуть из-за эксцентриситета между центром тяжести поперечного сечения брутто и эффективным поперечным сечением - см. Пункт 6.2.10.3 данного пособия. Требуется проверка устойчивости при объединенном изгибе и осевой силе по Пункту 6.3.3 или Пункту 6.3.4 СН РК EN 1993-2.

### 6.3.1.2 Кривые потери устойчивости при продольном изгибе

6.3.1.2.1 Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.1.2(1), (2), (3) и (4) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.1.2.2 – 6.3.1.2.5 настоящего пособия).

6.3.1.2.2 [6.3.1.2(1) СН РК EN 1993-1-1] При центральном сжатии элементов значение  $\chi$  в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1, \quad (6.44)$$

где  $\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ ,

здесь  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$  — для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$  — для поперечных сечений класса 4,

здесь  $N_{cr}$  — критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

6.3.1.2.3 [6.3.1.2(2) СН РК EN 1993-1-1] Коэффициент  $\alpha$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по Таблицам 6.1 и 6.2 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.1.2.4 [6.3.1.2(3) СН РК EN 1993-1-1] Численные значения понижающего коэффициента  $\chi$  для соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}$  рекомендуется определять по графику на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.1.2.5 [6.3.1.2(4) СН РК EN 1993-1-1] При гибкости  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  или при  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  потерей устойчивости допускается пренебречь и проверять поперечное сечение только на прочность.

### 6.3.1.3 Гибкость при продольном изгибе

6.3.1.3.1 Пункт 6.3.1.3 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.1.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.1.3.2 – 6.3.1.3.3 настоящего пособия).

6.3.1.3.2 [6.3.1.3(1) СН РК EN 1993-1-1] Условная гибкость  $\bar{\lambda}$  равна:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{— для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов;} \quad (6.45)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{— для поперечного сечения 4 класса,} \quad (6.46)$$

где  $L_{cr}$  — расчетная длина в рассматриваемой плоскости потери устойчивости;

$i$  — радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 93,9 \cdot \varepsilon,$$

здесь —  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ , ( $f_y$  в Н/мм<sup>2</sup>).

6.3.1.3.3 [6.3.1.3(2) СН РК EN 1993-1-1] При продольном изгибе соответствующую кривую потери устойчивости следует определять по Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1.

### 6.3.1.4 Гибкость при кручении и кручении с изгибом

6.3.1.4.1 Пункт 6.3.1.4 СН РК EN 1993-2 основан на требованиях Пункта 6.3.1.4(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.1.4.2 – 6.3.1.4.4 настоящего пособия).

6.3.1.4.2 [6.3.1.4(1) СН РК EN 1993-1-1] Для элементов с сечением открытого типа следует учитывать возможность того, что несущая способность элемента по крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости может оказаться меньше несущей способности плоской формы потери устойчивости.

6.3.1.4.3 [6.3.1.4(2) СН РК EN 1993-1-1] Условная гибкость  $\bar{\lambda}_\tau$  при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует принимать равной:

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{— для поперечных сечений 1, 2 и 3 классов;} \quad (6.48)$$

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{— для поперечного сечения 4 класса,} \quad (6.49)$$

где  $N_{cr} = N_{cr,TF}$ , но  $N_{cr} < N_{cr,T}$ ,

здесь  $N_{cr,TF}$  – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме;

$N_{cr,T}$  – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме.

6.3.1.4.4 [6.3.1.4(3) СН РК EN 1993-1-1] При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующую кривую потери устойчивости можно определить по Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1, соответствующую оси z.

### 6.3.1.5 [6.3.1.5] Применение свойств сечений 3 класса по пределам напряжений

Пункт 6.3.1.5(1) СН РК EN 1993-2 рекомендует в качестве альтернативы свойствам сечений класса 4, выраженным Формулами (6.48), (6.49), (6.51) и (6.53) СН РК EN 1993-1-1, использование свойства сечений класса 3, выраженные формулами (6.47), (6.49), (6.50) и (6.55) СН РК EN 1993-1-1 по пределам напряжений в соответствии с Разделом 10 СН РК EN 1993-1-5 (см. Пункт 6.2.2.5).

## 6.3.2 Однородные элементы – изгиб

### 6.3.2.1 Сопротивление продольному изгибу

6.3.2.1.1 Пункт 6.3.2.1 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.2.1(1), (2), (3) и (4) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.2.1.2 – 6.3.2.1.5 настоящего пособия).

6.3.2.1.2 [6.3.2.1(1) СН РК EN 1993-1-1] Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не закрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.49)$$

где  $M_{Ed}$  — расчетное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$  — расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба.

6.3.2.1.3 [6.3.2.1(2) СН РК EN 1993-1-1] Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоской формы изгиба с кручением. Кроме того, балки определенного типа поперечного сечения, такого как квадратные или круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, также не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

6.3.2.1.4 [6.3.2.1(3) СН РК EN 1993-1-1] Расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не закрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует принимать равным



$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (6.50)$$

где  $W_y$  — соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

- а)  $W_y = W_{pl,y}$  — для поперечных сечений классов 1 и 2;
- б)  $W_y = W_{el,y}$  — для поперечных сечений класса 3;
- в)  $W_y = W_{eff,y}$  — для поперечных сечений класса 4;

$\chi_{LT}$  — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба с кручением.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Для определения несущей способности элемента по устойчивости балок переменного сечения можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с СН РК EN 1993-1-1 Пункт 5.3.4(3). При потере устойчивости из плоскости см. также СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.3.4.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Проверку устойчивости элементов строительных конструкций зданий см. также СН РК EN 1993-1-1 Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1.

6.3.2.1.5 [6.3.2.1(4) СН РК EN 1993-1-1] При определении  $W_y$  отверстия на конце балки учитывать не следует.

### 6.3.2.2 Кривые потери устойчивости при поперечном кручении - общий случай

6.3.2.2.1 Пункт 6.3.2.2 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.2.2(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.2.2.2 – 6.3.2.2.6 настоящего пособия).

6.3.2.2.2 [6.3.2.2(1) СН РК EN 1993-1-1] Если не указано другое (см. Пункт 6.3.2.3 данного пособия) для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  следует определять по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad \text{но } \chi_{LT} \leq 1, \quad (6.51)$$

где  $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ ,

здесь  $\alpha_{LT}$  — коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}}$  — условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба;

здесь  $M_{cr}$  — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

6.3.2.2.3 [6.3.2.2(2) СН РК EN 1993-1-1] При определении  $M_{cr}$  принимаются геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитываются условия нагружения, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости изгиба.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент  $\alpha_{LT}$ , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, может быть установлен в национальном приложении. Рекомендуемые значения  $\alpha_{LT}$  приведены в таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.2.2.4 Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в Таблице 6.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.2.2.5 [6.3.2.2(3) СН РК EN 1993-1-1] Значения понижающего коэффициента  $\chi_{LT}$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  рекомендуется определять по графику на Рисунке 6.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.2.2.6 [6.3.2.2(4)] Потерю устойчивости при поперечном кручении не учитывать, если параметр гибкости сжатого элемента  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  или выполнено условие:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{crit}} \leq 0,04 \quad (6.52)$$

### 6.3.2.3 Кривые потери устойчивости при продольном изгибе с кручением для прокатных или эквивалентных сварных профилей

6.3.2.3.1 [6.3.2.3(1) СН РК EN 1993-1-1] Пункт 6.3.2.3 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.2.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.2.3.2 – 6.3.2.3.4 настоящего пособия).

6.3.2.3.2 Для изгибаемых прокатных или эквивалентных сварных сечений значения  $\chi_{LT}$  для соответствующей условной гибкости допускается определять по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.53)$$

где  $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$

ПРИМЕЧАНИЕ Параметры  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  и  $\beta$  и любые обоснованные ограничения, касающиеся высоты балки и отношения  $h/b$ , могут быть приведены в национальном приложении. Для прокатных и эквивалентных сварных сечений рекомендуются следующие значения:

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,4$  (максимальное значение);

$\beta = 0,75$  (минимальное значение).

6.3.2.3.3 [6.3.2.3(1) СН РК EN 1993-1-1] Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости приведены в Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.2.3.4 [6.3.2.3(2) СН РК EN 1993-1-1] Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент  $\chi_{LT}$  рекомендуется скорректировать следующим образом:

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f, \text{ но } \chi_{LT,mod} \leq 1 \quad (6.54)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $f$  могут быть приведены в национальном приложении. Рекомендуются следующие минимальные значения:

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \quad \text{но } f \leq 1,0$$

где  $k_c$  — поправочный коэффициент, принимаемый по Таблице 6.6 СН РК EN 1993-1-1.

### 6.3.3 Однородные элементы - изгиб и осевое сжатие

6.3.3.1 Данный пункт определяет правила для проверки устойчивости элементов при совместном воздействии момента и осевой силы. Правила, приведенные в СН РК EN 1993-1-1 предназначены только для применения в проверках изгиба и сжатия в однородных, симметричных по двум направлениям, сечениях (см. СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.3.3(1)), таким образом, данные правила недостаточны при проектировании мостов. Общие правила из СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.3.4 рекомендуется использовать для сечений, не симметричных по двум направлениям. Допустимо избежать проверки взаимодействия устойчивости, если использован расчет второго порядка, который учитывает все глобальные и местные несовершенства и возможные формы потери устойчивости. Далее см. Пункт 6.3.3. и Пункт 6.3.4 СН РК EN 1993-1-1.

6.3.3.2 В примечании указано, что в качестве упрощения Формулы (6.61), Пункт 6.3.3, допускается применять упрощенное условие – Формулу (6.9) СН РК EN 1993-2:

6.3.3.3 Упрощенная альтернатива Формуле (6.61) СН РК EN 1993-1-1 дана в Пункте 6.3.3(1) СН РК EN 1993-2 для сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + C_{mi,0} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0,9, \quad (6.55)$$

где  $C_{mi,0}$  — коэффициент эквивалентного момента кручения берется как  $C_{mi,0}$  из Таблицы А.2 СН РК EN 1993-1-1.

**ПРИМЕР 13** Действие момента и осевой силы в балке моста из двух двутавровых сечений

Необходимо определить параметры взаимодействия для использования в Формулах (6.61) и (6.62) СН РК EN 1993-1-1. Параметры взаимодействия определить согласно Приложениям А и В СН РК EN 1993-1-1. Поперечные сечения должны быть запроектированы как упругие.

Конструкция моста включает шарнирно опертые парные балки двутаврового сечения высотой 914 мм, шириной полки 305 мм (201 кг/м) (по сортаменту 914 х 305(201) UB) и пролетом 30 м.

Каждая балка воспринимает момент в 1 500 кНм в середине пролета (эпюра момента изменяется по параболе к нулю на опорах балки) и осевую силу 2 000 кН. Балки жестко связаны вместе по верхней полке через каждые 3 м. Сплошного раскрепления от кручения нет.

Материал конструкций, сталь S355 с пределом текучести по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-1.

Балки выполнены из двутавра, сечение имеет следующие геометрические характеристики (характеристики взяты из сортамента):

$$A = 2,56 \times 10^4 \text{ мм}^2, I_y = 3,26 \times 10^9 \text{ мм}^4, W_{el,y} = 7,21 \times 10^6 \text{ мм}^3, \\ I_z = 9,43 \times 10^7 \text{ мм}^4, I_T = 2,93 \times 10^6 \text{ мм}^4, I_w = 18,4 \times 10^{12} \text{ мм}^6.$$

Нормативное значение несущей способности на сжатие:

$$N_{Rk} = 2,56 \times 10^4 \times 355 = 9\,088 \text{ кН}.$$

Нормативное значение несущей способности на изгиб:

$$M_{y,Rk} = 7,21 \times 10^6 \times 355 = 2\,559 \text{ кНм}.$$

Критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии  $N_{cr,T}$  равна

$$N_{cr,T} = \left( G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_x^2} \right) \cdot \frac{1}{i_g^2} = \\ = \left( 81 \times 10^3 \times 2,93 \times 10^6 + \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 18,4 \times 10^6}{L_x^2} \right) \times \frac{1}{362^2} = 34\,146 \text{ кН},$$

$$\text{где } i_g = \sqrt{\frac{I_y + I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3,26 \times 10^9 + 9,43 \times 10^7}{2,56 \times 10^4}} = 362 \text{ мм},$$

Критическая сила плоской формы потери устойчивости относительно оси  $z - z$  в упругой стадии  $N_{cr,z}$  равна

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_z^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 9,43 \times 10^7}{3\,000^2} = 21\,716 \text{ кН}.$$

Из Формулы (6.50) СН РК EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,56 \times 10^4 \times 355}{21\,716 \times 10^3}} = 0,65.$$

Понижающий коэффициент для изгибной устойчивости по оси перпендикулярной главной из кривой «b» Рисунка 6.4 СН РК EN 1993-1-1  $\chi_z = 0,81$ .

Критическая сила плоской формы потери устойчивости относительно оси  $y - y$  в упругой стадии  $N_{cr,y}$  равна

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_y^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 3,26 \times 10^9}{30\,000^2} = 7\,507 \text{ кН}.$$

Из Формулы (6.50) СН РК EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,56 \times 10^4 \times 355}{7\,507 \times 10^3}} = 1,10,$$

Понижающий коэффициент для изгибной устойчивости по главной оси из кривой  $a$  Рисунка 6.4 СН РК EN 1993-1-1  $\chi_y = 0,59$ .

Из Таблицы А.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}, \\ \mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{2\,000}{7\,507}}{1 - 0,59 \times \frac{2\,000}{7\,507}} = 0,87, \\ \varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{1\,500 \times 10^6}{2\,000 \times 10^3} \times \frac{2,56 \times 10^4}{7,21 \times 10^6} = 2,66, \\ a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \cong 1,00.$$

Для простоты, момент здесь равномерен всюду по пролету. Фактически диаграмма моментов является параболической по пролету и близкой к равномерной между поперечными закреплениями. Предположение о равномерном моменте позволяет использовать значение  $C_{my}$  в вычислении  $k_{yy}$  и  $k_{zy}$  как рассмотрено выше в Пункте 6.3.3.1. Из Таблицы А.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$\begin{aligned}
C_{my,0} &= 0,79 + 0,21 \cdot \psi + 0,36 \cdot (\psi - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = \\
&= 0,79 + 0,21 + 0,36 \times (1 - 0,33) \times \frac{2\,000}{7\,507} = 1,06, \\
C_{my} &= C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot \alpha_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot \alpha_{LT}} = 1,06 + (1 - 1,06) \frac{\sqrt{2,66} \times 1,0}{1 + \sqrt{2,66} \times 1,0} = 1,02, \\
C_{mLT} &= C_{my}^2 \cdot \frac{\alpha_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} = 1,02^2 \times \frac{1,00}{\sqrt{\left(1 - \frac{2\,000}{21\,716}\right) \times \left(1 - \frac{2\,000}{34\,146}\right)}} = 1,125, \\
k_{yy} &= C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 1,02 \times 1,13 \times \frac{0,87}{1 - \frac{2\,000}{7\,507}} = 1,37, \\
\mu_z &= \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{2\,000}{21\,716}}{1 - 0,81 \times \frac{2\,000}{21\,716}} = 0,98, \\
k_{zy} &= C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 1,02 \times 1,13 \times \frac{0,98}{1 - \frac{2\,000}{7\,507}} = 1,54.
\end{aligned}$$

Параметры взаимодействия из Приложения В СН РК EN 1993-1-1.

Еще раз рассматривается равномерный момент всюду по пролету. Из Таблицы В.3,  $C_{my} = 1,0$  (0,95 для параболического распределения).

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) = 1,0 \times \left(1 + 0,6 \times 1,1 \times \frac{2\,000}{0,59 \times 9\,088/1,1}\right) = 1,27,$$

но не больше, чем:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) = 1,0 \times \left(1 + 0,6 \times \frac{2\,000}{0,59 \times 9\,088/1,1}\right) = 1,25,$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} = 1 - \frac{0,05 \times 0,65}{(1,0 - 0,25)} \times \frac{2\,000}{0,81 \times 9\,088/1,1} = 0,99,$$

но не менее, чем

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} = 1 - \frac{0,05}{(1,0 - 0,25)} \times \frac{2\,000}{0,81 \times 9\,088/1,1} = 0,98.$$

В данном случае параметры взаимодействия из Приложения В оба меньше чем те, что в Приложении А.

### 6.3.4 Общий метод определения потери устойчивости при продольном изгибе с кручением и при боковом выпучивании конструктивных элементов

#### 6.3.4.1 Общий метод

6.3.4.1.1 Пункт 6.3.4.1 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.4(1), (2), (3) и (4) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.4.1.2 – 6.3.4.1.5 настоящего пособия).

6.3.4.1.2 [6.3.4(1) СН РК EN 1993-1-1] Данный метод рекомендуется использовать в случае, если не применимы методы, приведенные в Пунктах 6.3.1, 6.3.2 и 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1. Он позволяет проверить устойчивость продольного изгиба и устойчивость плоской формы изгиба таких строительных конструкций как:

а) отдельные элементы составного или сплошного, постоянного или переменного сечения, со сложными или простыми условиями опирания;

б) плоские рамы или части рам, состоящие из элементов, подверженных центральному сжатию и/или плоскому изгибу.

ПРИМЕЧАНИЕ Национальное приложение может устанавливать пределы и область применения данного метода.

6.3.4.1.3 [6.3.4(2) СН РК EN 1993-1-1] Общую устойчивость из плоскости любых конструктивных элементов, соответствующих условиям 6.3.4.1.2 настоящего пособия, рекомендуется проверить по неравенству:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (6.56)$$

где  $\alpha_{ult,k}$  — минимальный коэффициент увеличения расчетных нагрузок для достижения нормативного значения несущей способности по устойчивости самого критического поперечного сечения конструктивного элемента, рассматривая его работу в плоскости без учета потери устойчивости продольного изгиба или плоской формы изгиба, но с учетом, при необходимости, эффектов, обусловленных геометрической деформацией в плоскости, а также общими и локальными начальными несовершенствами;

$\chi_{op}$  — понижающий коэффициент для условной гибкости  $\bar{\lambda}_{op}$  (см. Пункт 6.3.4.1.4) для учета потери устойчивости плоской формы изгиба или при продольном изгибе.

6.3.4.1.4 [6.3.4(3) СН РК EN 1993-1-1] Общую условную гибкость  $\bar{\lambda}_{op}$  элементов конструкций следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}, \quad (6.57)$$

где  $\alpha_{ult,k}$  — определено в 6.3.4.1.3 настоящего пособия;

$\alpha_{cr,op}$  — минимальный коэффициент увеличения расчетных нагрузок в плоскости для достижения конструктивным элементом упругого критического значения несущей способности по устойчивости продольного изгиба или плоской формы изгиба, но без учета потери устойчивости при внецентренном сжатии (сжатии с изгибом).

ПРИМЕЧАНИЕ При определении  $\alpha_{cr,op}$  и  $\alpha_{ult,k}$  рекомендуется использовать расчет по методу конечных элементов.

6.3.4.1.5 [6.3.4(4) СН РК EN 1993-1-1] Понижающий коэффициент  $\chi_{op}$  рекомендуется определять любым из следующих методов:

а) минимальное из значений:

-  $\chi$  при продольном изгибе в соответствии с Пунктом 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1;

-  $\chi_{LT}$  при плоской форме изгиба в соответствии с Пунктом 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1, каждое из которых соответствует общей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{op}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Если коэффициент  $\alpha_{ult,k}$ , соответствующий поперечному сечению, определяется по формуле  $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ , то условие для  $\chi_{op}$  принимает следующий вид:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.58)$$

б) значение, полученное интерполяцией между значениями  $\chi$  и  $\chi_{LT}$ , вычисленными по указаниям

а) с использованием формулы для коэффициента  $\alpha_{ult,k}$ , соответствующего критическому поперечному сечению.

ПРИМЕЧАНИЕ Если коэффициент  $\alpha_{ult,k}$ , соответствующий поперечному сечению, определяется по формуле  $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ , то условие для  $\chi$ ,  $\chi_{LT}$  принимает следующий вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.59)$$

### 6.3.4.2 Упрощенный метод

6.3.4.2.1 Пункт 6.3.4.2 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 6.3.2.4(1) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 6.3.4.2.2 – 6.3.4.2.4 настоящего пособия).

6.3.4.2.2 [6.3.2.4(1) СН РК EN 1993-1-1] В устойчивость плоской формы изгиба элементов с дискретным боковым раскреплением сжатых полок обеспечена, если обеспечена длина  $L_c$  между раскреплениями или результирующая гибкость  $\bar{\lambda}_f$  эквивалентной сжатой полки удовлетворяет условию

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \quad (6.60)$$

где  $M_{y,Ed}$  — максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси у–у;

$k_c$  — поправочный коэффициент по Таблице 6.6 СН РК EN 1993-1-1;

$i_{f,z}$  — радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно второстепенной оси сечения;

$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$  — значение гибкости эквивалентной сжатой полки,

определенной выше при  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , ( $f_y$  в Н/мм<sup>2</sup>);

$\bar{\lambda}_{c,0}$  — предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки;

$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$  — расчетное значение несущей способности на изгиб относительно оси у–у;

здесь  $W_y$  — момент сопротивления сечения, соответствующий сжатой полке.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для поперечных сечений класса 4  $i_{f,z}$  рекомендуется принимать равным

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + \frac{1}{3} \cdot A_{eff,w,c}}},$$

где  $I_{eff,f}$  — момент инерции эффективного сечения сжатой полки относительно второстепенной оси сечения;

$A_{eff,f}$  — площадь эффективного сечения сжатой полки;

$A_{eff,w,c}$  — площадь эффективного сечения сжатой части стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Предельное значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_{c,0}$  может быть приведено в национальном приложении. Рекомендуемое предельное значение  $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$  (см. Пункт 6.3.2.3 СН РК EN 1993-1-1).

6.3.4.2.3 [6.3.2.4(2) СН РК EN 1993-1-1] Если условная гибкость сжатой полки  $\bar{\lambda}_f$  превышает предел, установленный в Пункте 6.3.4.2.2 данного пособия, расчетный критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба рекомендуется принимать равным

$$M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd} \text{ но } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.61)$$

где  $\chi$  — понижающий коэффициент для эквивалентной сжатой полки, определяемый через  $\bar{\lambda}_f$ ;

$k_{fl}$  — поправочный коэффициент, учитывающий упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ Поправочный коэффициент может быть приведен в национальном приложении. Рекомендуемое значение  $k_{fl} = 1,10$ .

6.3.4.2.4 [6.3.2.4(3) СН РК EN 1993-1-1] Кривые потери устойчивости (см. рис. 6.4 СН РК EN 1993-1-1) для Пункта 6.3.4.2.2 данного пособия следует принимать следующим образом:

— кривая d — для сварных сечений, удовлетворяющих условию:  $\frac{h}{t_f} \leq 44 \cdot \varepsilon$ ;

— кривая c — для всех остальных сечений,

где  $h$  — полная высота поперечного сечения;  $t_f$  — толщина сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ При потере устойчивости плоской формы изгиба элементов строительных конструкций с боковыми раскреплениями см. также Раздел ВВ.3 (Приложение ВВ) СН РК EN 1993-1-1.

6.3.4.2.5 [6.3.4.2(2)] Сжатые пояса фермы и полки, подверженные боковому выпучиванию, рекомендуется проверять моделированием элементов как колонн, подверженных воздействию сжимающей силы  $N_{ED}$  и поддерживаемых изолированной упругой связью, смоделированной в виде пружин.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Инструкции по определению жесткости связи в форме рамы с U-образной поперечиной приведены в Приложении D.2.4 СН РК EN 1993-2.



ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если пояса ферм и полки поддерживаются рамами с U-образной поперечиной, элементы этих рам подвергаются воздействию сил, возникающих при ограничении и взаимодействии рам с U-образной поперечиной и полок или поясов.

6.3.4.2.6 [6.3.4.2(3)] Форму потерю устойчивости и силу при критической упругой потере устойчивости  $N_{cr}$  рекомендуется определять при анализе критической упругой потере устойчивости. Если в качестве закрепления используются, в основном, однородные упругие связи, значение силы при критической упругой потере устойчивости не должно превышать показателя, соответствующего изгибу с шарнирами в местах расположения связей.

6.3.4.2.7 [6.3.4.2(4)] Проверку безопасности рекомендуется производить в соответствии с Пунктом 6.3.2 СН РК EN 1993-2, с использованием формулы:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{crit}}}, \quad (6.62)$$

где  $A_{eff}$  — полезная площадь пояса;

$N_{crit}$  — сила при критической упругой потере устойчивости, определяемая с  $A_{gross}$ .

6.3.4.2.8 [6.3.4.2(5)] Для сжатого пояса или нижней полки неразрезной фермы между жесткими опорами эффект начального отклонения (несовершенства) и воздействия второго порядка на упругую связь (пружину) рекомендуется учитывать путем приложения дополнительной поперечной силы  $F_{Ed}$  к соединению пояса и упругой связи:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100}, \quad \text{если } l_k \leq 1,2 \cdot l;$$

$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k} \cdot \frac{N_{Ed}}{80} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}}, \quad \text{если } l_k > 1,2 \cdot l; \quad (6.63)$$

$$\text{где } l_k = \pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{N_{crit}}};$$

$l$  — расстояние между упругими связями.

6.3.4.2.9 [6.3.4.2(6)] Если сжимающая сила  $N_{Ed}$  постоянна по всей длине пояса, критическая осевую нагрузку рекомендуется рассчитывать следующим образом:

$$N_{crit} = m \cdot N_E, \quad (6.64)$$

$$\text{где } N_E = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2};$$

$$m = \frac{2}{\pi^2} \cdot \sqrt{\gamma}, \text{ но не менее } 1,0;$$

$$\gamma = \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I};$$

$$c = \frac{C_d}{l};$$

здесь  $L$  — расстояние между двумя жесткими опорами;

$l$  — расстояние между упругими связями.

$C_d$  — жесткость упругой связи, см. Пункт 6.3.4.2.5 данного пособия, Примечание 1.

6.3.4.2.10 [6.3.4.2(6)] Допускается, что боковая опора сжатой полки жесткая, если жесткость  $C_d$  соответствует условию:

$$C_d > \frac{4 \cdot N_E}{L}, \quad (6.65)$$

где  $N_E$  — критическая нагрузка, определяемая при допущении шарнирно опертых концов.

6.3.4.2.11 [6.3.4.2(7)] Порядок, приведенный в Подпунктах 6.3.4.2.5 – 6.3.4.2.9 данного пособия, рекомендуется применять в отношении полок балок, подверженных сжатию, если  $A_{eff}$  заменяется на:

$$A_{eff} + \frac{A_{wc}}{3};$$

где  $A_{wc}$  — площадь зоны сжатия стенки. В случае сечения класса 4 эта площадь принимается в качестве рабочей площади.

ПРИМЕЧАНИЕ В национальном приложении могут быть даны дополнительные инструкции для случаев, когда сжимающая сила  $N_{Ed}$  непостоянна по всей длине пояса. Рекомендуется метод, описанный ниже.

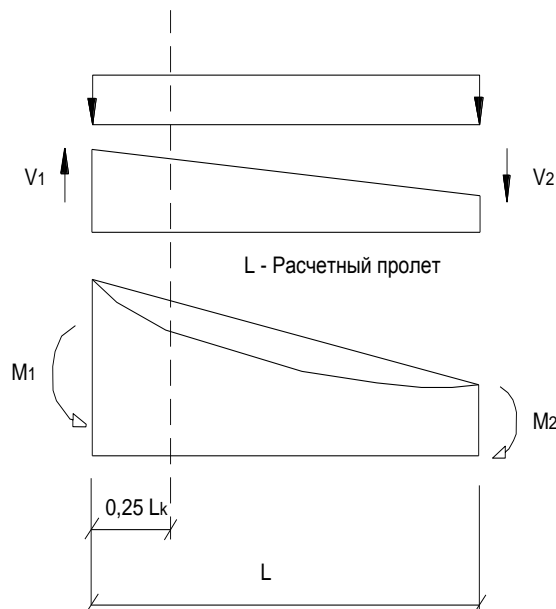
6.3.4.2.12 [6.3.4.2(7)] Для нижнего пояса неразрезной балки с жесткими боковыми опорами, расположенными на расстоянии  $L$ , м, (см. Рисунок 6.18), величину  $m$  в формуле для  $N_{crit}$  Пункта 6.3.4.2.9 рекомендуется принимать как минимальное значение, полученное по двум следующим формулам:

$$m = 1 + 0,44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1,5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu); \quad (6.67)$$

$$m = 1 + 0,44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1,5} + (0,195 + (0,05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0,5};$$

где  $\mu = V_2/V_1$ , см. рисунок 6.18;

$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2/M_1)/(1 + \mu)$  для  $M_2 > 0$ .



**Рисунок 6.18 - Участок балки между жесткими боковыми опорами с изгибающим моментом, изменяющимся в виде параболы**

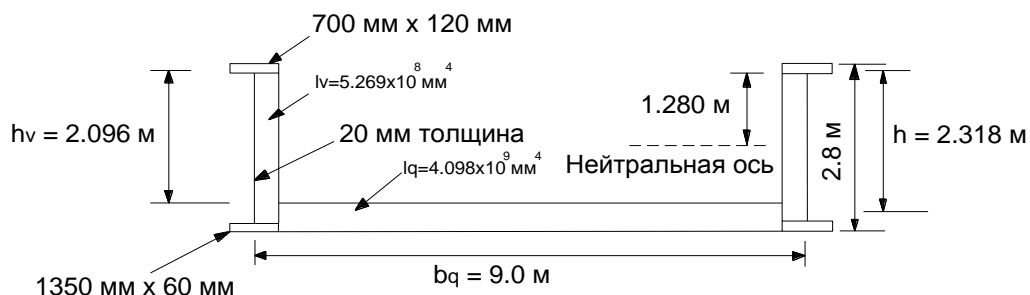
6.3.4.2.13 [6.3.4.2(7)] Если знак изгибающего момента меняется, допускается использовать коэффициенты  $m$  в качестве оценки с завышением погрешностей, приняв  $M_2 = 0$ .

6.3.4.2.14 [6.3.4.2(7)] Проверку сопротивления потере устойчивости при продольном изгибе с кручением согласно Пункту 6.3.2.2 СН РК EN 1993-2 рекомендуется производить на расстоянии  $0,25 \cdot L_k$  от опоры с наибольшим моментом, как показано на Рисунке 6.18, при условии контроля сопротивления сечения профиля с наибольшим моментом, где  $L_k = L/\sqrt{m}$ .

**ПРИМЕР 14** Мост с проезжей частью по середине.

Необходимо вычислить расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента.

Мост пролетом 36 м (Рисунок 6.19). Узел опирания несущих балок – шарнирный. Двутавровые балки высотой 2,8 м и толщиной стенки 20 мм. (Верхняя полка фактически составлена из двух листов, каждый толщиной 60 мм.) Упругая нейтральная ось поперечного сечения брутто показана на Рисунке 6.19. Момент сопротивления сечения –  $2,378 \times 10^8 \text{ мм}^3$  для каждой полки (основано на свойствах поперечного сечения брутто). Поперечные балки расположены через каждые 3,0 м. и одинаковы на всем протяжении моста. Сталь – S355 с пределом текучести 335 МПа для листа 60 мм толщиной, который консервативно используется повсюду.



**Рисунок 6.19** Мост с проезжей частью по середине для примера 14

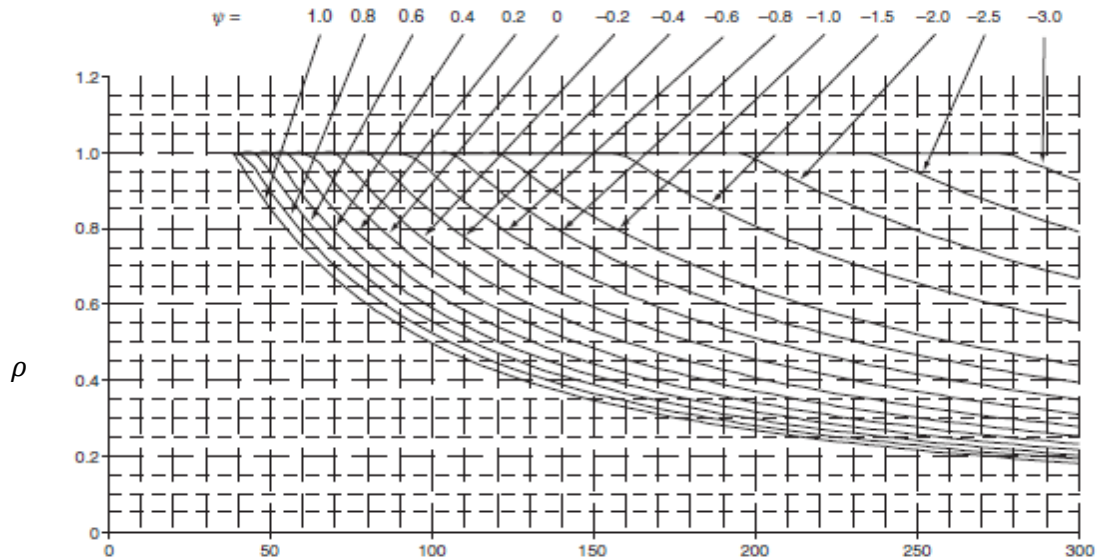
Сначала проверяется классификация сечения. Верхняя полка – класс 1. Из Рисунка 6.19 высота упругой сжатой зоны стенки балки равна 1280 мм, тогда как растянутая высота составляет 1340 мм, таким образом, коэффициент напряжения:

$$\psi = -\frac{1280}{1340} = -0,96.$$

Из Таблицы 5.2 СН РК EN 1993-1-1, предел для стенки 3 Класа:

$$\frac{c}{t} \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \sqrt{\frac{235}{335}} \times (1 + 0,96) \times \sqrt{0,96} = 99 < \frac{2620}{20} = 131.$$

Таким образом, стенка – фактически 4 Класс. Эффективное сечение должно, поэтому использоваться для сжатой зоны стенки.



$$\frac{b}{t \sqrt{\frac{f_y}{235}}}$$

**Рисунок 6.19(а) График зависимости понижающего коэффициента от  $\frac{b}{t \sqrt{\frac{f_y}{235}}}$  для внутренних сжатых элементов**

Так как  $\frac{b}{t \sqrt{\frac{f_y}{235}}} = \frac{2\,620}{20 \times \sqrt{\frac{335}{235}}} = 156$ , коэффициент  $\psi \approx -1$  и рассматривается упрощенный случай, в котором принимаются длинные внутренние листы, то в соответствии с графиком зависимости понижающих коэффициентов для внутренних сжатых элементов Рис. 6.19(а) – понижающий коэффициент для сжатой зоны  $\rho = 0,80$ . Это приводит к маленькой неэффективной части сжатой зоны высотой  $(1 - 0,80) \times 1\,280 = 256$  мм в месте, определенном Таблицей 4.1 СН РК EN 1993-1-5. Свойства сечения, теперь, должны быть пересмотрены, чтобы учесть данное уменьшение, после чего минимальный модуль сопротивления сечения (в верхней полке и консервативно взят в крайнем волокне, а не в средней плоскости полки) становится равным  $2,328 \times 10^8 \text{ мм}^3$ . Новый центр тяжести находится в 1 298 мм от верха стенки. (Определение свойств сечения 4 Класа рассмотрено в Примере 4)

Поперечный момент инерции верхней полки равен  $\frac{1}{12} \times 700^3 \times 120 = 3,43 \times 10^9 \text{ мм}^4$  (игнорируя небольшой вклад от стенки).

Эффективная площадь сжатия из Пункта 6.3.4.2(7) СН РК EN 1993-2:

$$A_{eff} = A_f + A_{wc}/3 = 700 \times 120 + (1\,298 - 256) \times 20/3 = 90\,947 \text{ мм}^2$$

Из Приложения D СН РК EN 1993-2, жесткость U-образной рамы:

$$C_d = \frac{E \cdot I_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b_q \cdot I_v}{2 \cdot I_q}} = \frac{210 \times 10^3 \times 5,269 \times 10^8}{\frac{2\,096^3}{3} + \frac{2\,318^2 \times 9\,000 \times 5,269 \times 10^8}{2 \times 4,098 \times 10^9}} = 17\,910 \text{ Нмм}^{-1},$$

поэтому  $c = C_d/l = 17\,910/3\,000 = 5,97 \text{ Нмм}^{-2}$ .

Расчет не учитывает гибкости узла в месте присоединения поперечной балки, поскольку соединение, как предполагалось, было сварное и полностью зашце́млено. Если бы узел был

«упругоподатливым» согласно Пункту 5.2.2 СН РК EN 1993-1-8, гибкость узла,  $S_j$ , должна была бы определяться по Пункту 6.3 СН РК EN 1993-1-8 и включена в вычисление  $C_d$ . Это как правило, относилось бы к соединениям, сделанным через неукрепленные концевые пластины.

Концевые U образные рамы не будут обладать достаточной жесткостью. Выражение для определения  $m$  в Формуле (6.12) СН РК EN 1993-2 не действительно, и должен быть сделан допуск из-за недостатка жесткости U-образной концевой рамы, используя формулу:

$$X = \frac{C_e}{\sqrt{2}} \cdot \left( \frac{l^3}{C_d^3 \cdot E \cdot I} \right)^{0,25} = \frac{17\,910}{\sqrt{2}} \times \left( \frac{3\,000^3}{17\,910^3 \times 210 \times 10^3 \times 3,43 \times 10^9} \right)^{0,25} = 0,64 \text{ м},$$

$$m = \frac{\sqrt{Y}}{\left( \frac{\pi}{\sqrt{2}} + \frac{0,69}{X + 0,5} \right)^2} = \frac{\sqrt{\frac{5,97 \times 36\,000^4}{210 \times 10^3 \times 3,43 \times 10^9}}}{\left( \frac{\pi}{\sqrt{2}} + \frac{0,69}{0,64 + 0,5} \right)^2} = 14,766.$$

Из Формулы (6.12) СН РК EN 1993-2:

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 14,766 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 3,43 \times \frac{10^9}{36\,000^2} = 81\,000 \text{ кН},$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{90\,947 \times 335}{81\,000 \times 10^3}} = 0,61 > 0,2.$$

Из Рисунка 6.4 СН РК EN 1993-1-1 следует, что сечение восприимчиво к плоской форме потери устойчивости.

Соответствующие кривые устойчивости для использования с Формулой (6.56) СН РК EN 1993-1-1 определяются из Таблицы 6.4 при  $h/b = 2\,800/700 = 4,0 > 2$ . Выбираем кривую d, таким образом, из Рисунка 6.4 СН РК EN 1993-1-1,  $\chi_{LT} = 0,70$

Понижающий коэффициент при плоской форме потери устойчивости равен 0,70.

Затем определяется несущая способность с использованием выражения (6.55) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,70 \times 2,328 \times 10^8 \times \frac{335}{1,1} = 49\,416 \text{ кНм}.$$

#### ПРИМЕР 15 Жесткость и прочность поперечных связей

Требуется проверить, что связи «жесткие» и определить осевую силу в связях.

Несущие балки моста – неразрезные, многопролетные. Геометрия поперечных связей по несущим балкам указана на Рисунке 6.20. Поперечные связи выполнены из уголка  $150 \times 150 \times 18$ . Стенки балок, толщиной 25 мм, усилены ребрами жесткости  $100 \times 20$ , к которым крепятся поперечные связи. Сталь конструкций моста – S355. Предполагается, что самое большое сжимающее напряжение в полке на внутренней опоре – 300 МПа.

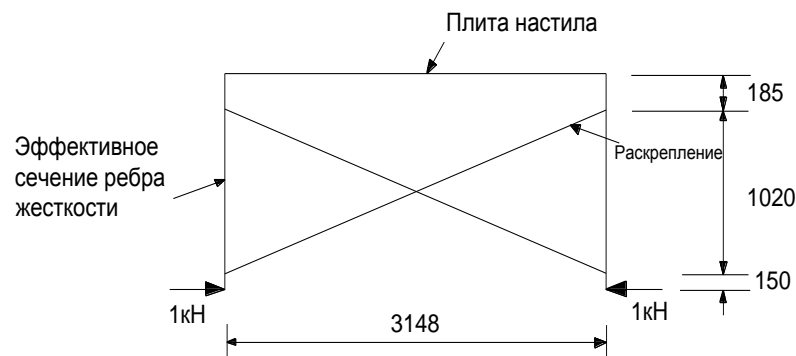


Рисунок 6.20 - Поперечная связь для примера 15

Жесткость связи сначала вычисляется из модели плоской рамы на Рисунке 6.20.

Свойства эффективного сечения ребра жесткости (см. Рисунок 9.1 СН РК EN 1993-1-5).

Примыкающая ширина стенки  $30 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t_{\text{ребра жесткости}} = 30 \times 0,81 \times 25 + 20 = 628 \text{ мм}$ .

Таким образом,  $A_{st} = 17\,700 \text{ мм}^2$  и  $I_{st} = 9,41 \times 10^6 \text{ мм}^4$ .

Плита настила:

Примыкающая ширина плиты настила взята в соответствии с правилами для запаздывания сдвига в СН РК EN 1994-2.

Отклонение плоской рамы при нагрузке в 1 кН равняется  $1,25 \times 10^{-5} \text{ м}$ .

Жесткость связи равна:

$$\frac{1\,000}{1,25 \times 10^{-2}} = 80\,000 \text{ Нмм}^{-1}.$$

Из правой части Формулы (6.13) СН РК EN 1993-2 необходимая жесткость связи (длина  $L = 3,8 \text{ м}$ ) равна:

$$\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L^3} = \frac{4 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 2,133 \times 10^8}{3\,800^3} = 32\,227 \text{ Нмм}^{-1} < 80\,000 \text{ Нмм}^{-1}.$$

Таким образом, мы убедились что, связь достаточно жесткая и  $L$  рекомендуется брать как длину между жесткими опорами. Так как связи полностью жесткие,  $l_k \leq l$ , то усилие в связях  $F_{Ed}$  вычисляется по первой из Формул (6.11) СН РК EN 1993-2. Следовательно:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} = 300 \times \left( 16\,000 + \frac{18\,375}{3} \right) / 100 = 66,4 \text{ кН}.$$

Данная сила приложена к связи каждой балкой, как показано на Рисунке 6.20.

Осевая сила в связи равна:

$$\frac{66,4}{\cos(\tan^{-1} 1\,020/3\,148)} = 69,8 \text{ кН}$$

## 6.4 Составные элементы, работающие на сжатие

6.4.1 Составные элементы, работающие на сжатие, всегда использовались там, где полнотелые элементы были бы слишком тяжелыми. Изготовление составных элементов влечет за собой большие затраты, поэтому они не являются самым экономичным вариантом. В конструкциях это обычно отдельные полосы и прокатные профили, которые

вместе составляют жесткую решетку. Сдвиговая гибкость вызывает снижение устойчивости под влиянием моментов второго порядка.

6.4.2 СН РК EN 1993-2 Пункт 6.4 основывается на СН РК EN 1993-1-1 Пункт 6.4, в котором приведены основные положения и требования для проектирования сжатых сквозных элементов постоянного сечения, в том числе сжатых элементов с раскосной решеткой и сжатых элементов с планочной решеткой (см. Пункты 6.4.1 – 6.4.4 СН РК EN 1993-1-1).

## **6.5 Устойчивость стенок**

6.5.1 Пункт 6.5(1) СН РК EN 1993-2 основан на СН РК EN 1993-1-5 для проверок, относящихся к устойчивости стенки. Местную устойчивость стенки в укрепленных балках и неукрепленных поперечных сечениях 4 Класа под напряжениями в плоскости рекомендуется учитывать одним из двух способов согласно Пункту 6.5(2) СН РК EN 1993-2 (см. Пункты 6.5.2 – 6.5.3 настоящего пособия).

6.5.2 [6.5(2)] Нормальное напряжение, напряжение сдвига и поперечная сила проверяются согласно Разделам 4, 5 или 6 СН РК EN 1993-1-5. Кроме того, необходимо обеспечить соответствие критерию взаимодействия (связи) (см. Раздел 7 СН РК EN 1993-1-5).

6.5.3 [6.5(2)] Метод приведенного напряжения на основе предела напряжений в зависимости от местного выпучивания в соответствии с Разделом 10 СН РК EN 1993-1-5 (см. также 6.2.2.5 СН РК EN 1993-2).

6.5.4 [6.5(3)] Устойчивость ребер жесткости стенки балки или усиленных плит мостового настила, подверженных сжатию и дополнительному изгибающему моменту, вызванному нагрузкой в поперечном направлении к плоскости усиленной плиты, рекомендуется проверить в соответствии с Пунктом 6.3.2.3 СН РК EN 1993-2.

## **7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ПРИГОДНОСТИ К НОРМАЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ**

### **7.1 Общие положения**

7.1.1 Общие положения по проектированию стальных конструкций по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации (см. СН РК EN 1993-2) основаны на Пункте 7.1(1) – 7.1(3) СН РК EN 1993-1-1 (см. Пункты 7.1.2 – 7.1.4 настоящего пособия).

7.1.2 [7.1(1) СН РК EN 1993-1-1] Стальные конструкции следует проектировать и возводить с обеспечением требований предельных состояний по пригодности к нормальной эксплуатации.

7.1.3 [7.1(2) СН РК EN 1993-1-1] Основные требования предельных состояний по пригодности к нормальной эксплуатации приводятся в Пункте 3.4 СН РК EN 1990.

7.1.4 [7.1(3) СН РК EN 1993-1-1] Предельные состояния, соответствующие им нагрузки и расчетную модель следует устанавливать в каждом конкретном проекте и согласовывать с заказчиком.

7.1.5 Пункт 3.4 СН РК EN 1990 в трех подпунктах формулирует основные положения относительно предельных состояний пригодности к нормальной эксплуатации (см. Пункты 7.1.6 — 7.1.8 настоящего пособия).

9.1.6 [3.4(1)Р СН РК EN 1990] Предельные состояния, которые обеспечивают функции несущей конструкции или одной из ее частей при нормальных условиях эксплуатации или хорошее самочувствие пользователей, или внешний вид строения, следует классифицировать как предельные состояния пригодности к нормальной эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Под «внешним видом» в связи с эксплуатационной пригодностью, следует понимать большие прогибы и недопустимое трещинообразование, а не другие параметры внешнего вида.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Как правило, требования к эксплуатационной пригодности определяются для каждого проекта отдельно.

7.1.7 [3.4(2)Р СН РК EN 1990] Следует различать обратимые и необратимые предельные состояния пригодности к нормальной эксплуатации.

7.1.8 [3.4(3) СН РК EN 1990] Расчеты эксплуатационной пригодности должны производиться по следующим критериям:

- а) деформации и смещения, которые влияют:
  - на внешний вид несущей конструкции и хорошее самочувствие пользователей;
  - на функции несущей конструкции (включая работу машин и оборудования) или вызывают повреждения облицовок, покрытий или ненесущих элементов конструкции;
- б) вибрации, вызывающие у людей неприятные физические ощущения или ограничивающие функциональную способность несущей конструкции;
- в) повреждения, которые отрицательно влияют на внешний вид, долговечность или функциональную способность несущей конструкции.

7.1.9 В примечании указывается, что дополнительные положения по критериям пригодности к нормальной эксплуатации приведены в СН РК EN 1992-1999.

7.1.10 Требования по пригодности к нормальной эксплуатации указаны в Пункте 7.1(4) СН РК EN 1993-2. В Подпункте 7.1(5) указывается, что в большинстве ситуаций аспекты пригодности к нормальной эксплуатации должны рассматриваться при концептуальном проектировании моста или конструировании. Однако в некоторых случаях предельные состояния пригодности к нормальной эксплуатации проверяются с помощью числовых оценок, например, путем расчета отклонений и собственной частоты.

ПРИМЕЧАНИЕ В национальном приложении могут быть даны инструкции по требованиям к эксплуатационной надежности специальных типов мостов.



## 7.2 Модели расчетов

7.2.1 Требования к моделям расчетов (см. Пункт 7.2(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-2) изложены в Пунктах 7.2.2 – 7.2.5 данного пособия.

7.2.2 Требования по использованию соответствующих свойств сечений приведены в СН РК EN 1993-1-5.

7.2.3 Напряжения в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации и отклонения должны вычисляться (см. Пункт 7.2(3) СН РК EN 1993-2) с использованием линейного упругого расчета и свойств сечения, которые включают уменьшение жесткости из-за местной потери устойчивости пластины и сдвигового запаздывания там, где необходимо в соответствии СН РК EN 1993-1-5.

7.2.4 Влияние эффектов потери устойчивости пластины обычно не должно рассматриваться в глобальном расчете (см. Пункт 2.2(5) СН РК EN 1993-1-5). Устойчивость пластины также не требуется рассматривать при расчете напряжений. Влияние эффектов сдвигового запаздывания обычно является существенным только для элементов с широкими полками.

7.2.5 Если моделирование с использованием конечно-элементного анализа оболочки используется для глобального расчета, то влияние эффектов сдвигового запаздывания будет автоматически включено частично или полностью, в зависимости от детализации сетки. Влияние эффектов устойчивости листа будет включено только, если расчет будет второго порядка и начальные несовершенства были смоделированы.

## 7.3 Пределы напряжений

7.3.1 [7.3(1)] Номинальные напряжения  $\sigma_{Ed,ser}$  (нормальное) и  $\tau_{Ed,ser}$  (касательное), полученные в результате комбинации нормативных нагрузок с надлежащими допусками на эффект неполного включения полков в работу и вторичных эффектов, вызванных геометрическими отклонениями (вторичные моменты в фермах) необходимо ограничивать следующим образом:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}; \quad (7.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}; \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}. \quad (7.3)$$

где  $\gamma_{M,ser}$  — является частным коэффициентом безопасности, рекомендуется значение  $\gamma_{M,ser} = 1,0$ .

В национальном приложении может быть указано иное значение коэффициента  $\gamma_{M,ser}$ .

7.3.2 Указанные напряжения должны включать влияние эффектов сдвигового запаздывания и любых вторичных эффектов «вызванных отклонениями», такими как

моменты, произведенные от жесткости узла в фермах. Это требуется ввиду того, что те же самые эффекты могли быть проигнорированы в предельном состоянии по несущей способности, идеализируя узлы как шарнирные.

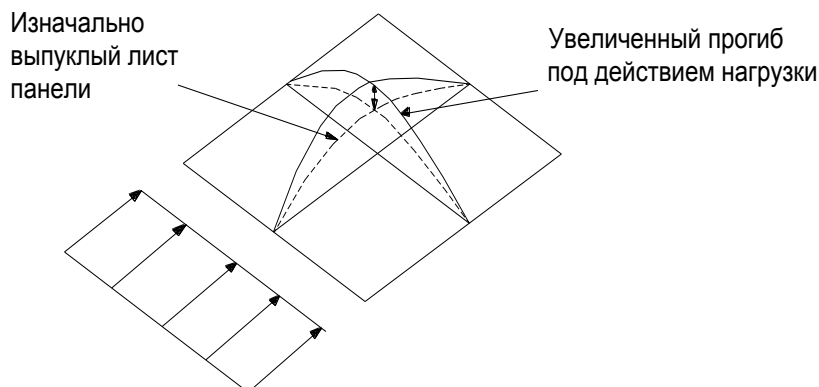
7.3.3 Пункт 7.3 СН РК EN 1993-2 основан на том, что действует одноосное напряженное состояние, вызванное нормальными и касательными напряжениями. Для многоосных напряженных состояний, критерии (7.3) рекомендуется расширить до общего критерия Мизеса. Если присутствует местная изгибающая нагрузка, приложенная к элементам моста (например, нагрузка от сконцентрированного давления колеса в плоскости листа), напряжение  $\sigma_{z,Ed}$  рекомендуется вычислять, используя правило упругого распределения напряжения (см. Пункт 3.2.3 СН РК EN 1993-1-5).

7.3.4 Проверки напряжений в предельных состояниях пригодности к нормальной эксплуатации, как правило, необходимы даже для поперечных сечений 3 и 4 класса, даже при том, что они проверены упруго в первом предельном состоянии по несущей способности. Это потому, что некоторые эффекты могут быть проигнорированы в предельном состоянии по несущей способности, если они рассеяны посредством небольшой текучести. Среди таких эффектов необходимо отметить: крутильная деформация, крутильные эффекты Сен-Венана, сдвиговое запаздывание. Влияние эффектов устойчивости пластин обычно не должны рассматриваться. Если понижающий коэффициент предельного состояния по несущей способности для устойчивости листа,  $p$ , превышает 0,5, то необходимо вычислить усилия в предельном состоянии по несущей способности и усилия для расчета усталости по поперечному сечению брутто (см. Пункт 2.3(2) СН РК EN 1993-1-5), но делая поправку на сдвиговое запаздывание (см. также Примечание 3 из Пункта 7.3(1) СН РК EN 1993-2).

#### **7.4 Повторяющееся местное выпучивание стенки балки**

7.4.1 «Дыхание» стенки или, что тоже самое, повторяющееся местное выпучивание стенки – явление, которое затрагивает стенки балки (см. СН РК EN 1993-2 Пункт 7.4(1)) (см. Рисунок 7.1 данного пособия). Данный эффект может привести к усталостному разрушению балки в границах стенки листа или соединения стенки с полкой и стенки с ребрами жесткости.

7.4.2 Чтобы избежать детального рассмотрения потенциального повреждения от «дыхания» стенки рекомендуется ограничить гибкость листа через соответствующие отношения  $b/t$ , или также рекомендуется учесть взаимодействие, связывая приложенные напряжения с их предельными значениями для потери устойчивости в упругой стадии. Различие между автодорожными и железнодорожными мостами показано в СН РК EN 1993-2 из-за большей восприимчивости к усталости последнего.



**Рисунок 7.1 – Иллюстрация дыхания стенки под воздействием осевой нагрузки**

#### 7.4.3 Автодорожные мосты.

Национальное Приложение определяет ситуации, где «дыхание» стенки можно не учитывать (см. СН РК EN 1993-2 Пункт 7.4(1)).

Повторяющееся местное выпучивание стенки балки рекомендуется не учитывать для стенок составных балок без продольных ребер жесткости или стенок усиленных балок, удовлетворяющих следующим требованиям:

$$\frac{b}{t} \leq 30 + 4,0 \cdot L \leq 300 \quad \text{— для автодорожных мостов,} \quad (7.4)$$

где  $b$  — высота стенки без продольных ребер жесткости или высота самой большой подпанели в стенке с продольными ребрами жесткости;

$L$  — соответствующая длина пролета в метрах, но не менее 20 м.

Там где имеются продольные ребра жесткости, полная высота стенки должна быть проверена на «дыхание», но в СН РК EN 1993-2 не приводятся указания по данной проверке.

#### 7.4.4 Железнодорожные мосты.

Проверкой «дыхания» рекомендуется пренебречь (см. СН РК EN 1993-2 Пункт 7.4(2)), если удовлетворен следующий критерий:

$$\frac{b}{t} \leq 55 + 3,3 \cdot L \leq 250 \quad \text{— для железнодорожных мостов,} \quad (7.5)$$

где  $L$  и  $b$  определены выше.

7.4.5 Если пределы для  $b/t$  в выражениях (7.4) или (7.5) не удовлетворяются, то должен быть проверен следующий критерий для повторяющегося местного выпучивания стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,10, \quad (7.6)$$

где  $\sigma_{x,Ed,ser}$  и  $\tau_{x,Ed,ser}$  — напряжения от нормативного сочетания нагрузок. Если напряжение неравномерно по всей длине стенки, см. 4.6 (3) EN 1993-1-5;

$k_{\sigma}$  и  $k_{\tau}$  — коэффициенты линейно-пластического изгиба с допущением шарнирно опертых концов стенок, см. EN 1993-1-5;

$$\sigma_E = 190\,000 \cdot \left(\frac{t}{b_p}\right)^2, [\text{Н/мм}^2];$$

$b_p$  — меньшее значение из  $a$  и  $b$ .

Данный критерий сравнивает приложенные напряжения непосредственно с их упругими критическими предельными значениями. Для стенок с продольными ребрами жесткости проверка должна выполняться для каждой подпанели по очереди и также ко всему укрепленному листу.

7.4.6  $\sigma_{x,Ed,ser}$  и  $\tau_{x,Ed,ser}$  являются напряжениями от нормативных нагрузок.

$$k_\sigma \sigma_E = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2}, \quad (7.7)$$

$$k_\tau \sigma_E = \frac{k_\tau \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2}, \quad (7.8)$$

— линейные упругие критические напряжения устойчивости для рассматриваемой панели. Эти критические напряжения рекомендуется определять из СН РК EN 1993-1-5 Пункт 4 и Пункт 5. Там, где напряжение изменяется вдоль панели (см. примечание к СН РК EN 1993-2 Пункту 7.4(3)) необходимо воспользоваться Пунктом 4.6(3) СН РК EN 1993-1-5, который позволяет выполнять проверку местной устойчивости пластины от действия результирующих напряжений на расстоянии  $0,4a$  или  $0,5b$  (меньшего из этих значений) от края панели, где возникают наибольшие напряжения.

**ПРИМЕР 16** Проверка неукрепленной стенки на повторяющееся местное выпучивание.

Проверить панель стенки на повторяющееся выпучивание (дыхание).

Стенка балки является частью автодорожного моста с пролетом  $L = 60$  м., 3 000 мм высотой и 10 мм толщиной без продольных ребер жесткости. Поперечные ребра жесткости установлены только на опорах. Сочетание часто переменных нагрузок вызывает напряжение в 100 МПа наверху стенки и напряжение 100 МПа в основании. Касательное напряжение – 50 МПа.

Согласно Пункту 7.4(2) СН РК EN 1993-2 «...повторяющееся местное выпучивание стенки балки можно не учитывать для стенок составных балок без продольных ребер жесткости или стенок усиленных балок, удовлетворяющих следующим требованиям:

$b/t \leq 30 + 4,0 \cdot L \leq 300$  — для автодорожных мостов ...».

В нашем случае  $b/t = 300 > 30 + 4,0 \times 60 = 270$ , простой критерий из Формулы (7.5) СН РК EN 1993-2 не удовлетворяется. Следовательно, взаимодействие из Формулы 7.7 СН РК EN 1993-2 должно использоваться в данном примере.

Нормальные напряжения

Из Таблицы 4.1 СН РК EN1993-1-5, для чистого изгиба  $\psi = -1$  и  $k_\sigma = 23,9$ :

$$k_\sigma \cdot \sigma_E = \sigma_{cr,x} = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{b}^2} = \frac{23,9 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 3\,000^2} = 50,4 \text{ МПа}.$$

Касательные напряжения

Из Приложения А.3 СН РК EN 1993-1-5 для очень длинной панели:

$$k_\tau \cdot \sigma_E = \tau_{cr} = \frac{k_\tau \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{b}^2} = \frac{5,34 \times \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10^2}{12 \times (1 - 0,3^2) \times 3\,000^2} = 11,3 \text{ МПа},$$

где  $k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{\bar{b}}{a}\right)^2 = 5,34 + 0 = 5,34$ .

Из Формулы (7.7) СН РК EN1993-3-2

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1,$$

следует

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{100}{50,4}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \times 50}{11,3}\right)^2} = 5,26 \gg 1,1.$$

Стенка является слишком тонкой. Данный пример довольно нереалистичный и для него проверка по предельному состоянию по несущей способности также не будет удовлетворена.

## 7.5 Использование измерительных щупов для контроля зазоров

В Пункте 7.5(1) СН РК EN 1993-2 использование щупов при действии нормативных нагрузок не рекомендуется.

## 7.6 [7.6] Пределы зрительного восприятия

В соответствии с СН РК EN 1993-2 необходимо выполнять следующие требования для обеспечения удовлетворительного внешнего вида моста:

- а) Для обеспечения удовлетворительного внешнего вида моста необходимо рассматривать возможность регулирования напряжений (деформаций) при строительстве.
- б) При расчете кривизны необходимо учитывать деформацию сдвига и смещение клепаных или болтовых соединений.
- в) Следует допускать сдвиг крепежной детали на 0,2 мм в клепаных или болтовых фрикционных соединениях. Срез в болтах с предварительным натяжением не учитывается.

## 7.7 Эксплуатационные характеристики железнодорожных мостов

7.7.1 Определение специальных критериев отклонений и вибрации железнодорожных мостов (см. 7.7(1) СН РК EN 1993-2) основано на СН РК EN 1991-2.

7.7.2 [7.7(2)] Требования к ограничению шумового излучения могут быть приведены в технических требованиях к проекту.

## 7.8 Эксплуатационные характеристики автодорожных мостов

### 7.8.1 [7.8.1] Общие положения

7.8.1.1 В отношении избыточных деформаций в СН РК EN 1993-2 выдвинуты следующие требования:

- а) Необходимо предотвращать избыточные деформации в тех случаях, когда они могут:
  - создавать опасность для транспортных средств избыточным поперечным уклоном при обледенении поверхности;

- оказывать негативное влияние на динамическую нагрузку моста (воздействие колесной нагрузки транспорта);
- оказывать негативное влияние на динамические характеристики, вызывая дискомфорт для пассажиров;
- вызывать растрескивание асфальтового покрытия;
- оказывать негативное воздействие на дренаж воды с мостового покрытия.

7.8.1.2 Требования к прочности указаны в Приложении В.

7.8.1.3 Расчет деформаций производится с использованием часто встречающейся комбинации нагрузок.

7.8.1.4 Собственная частота вибраций и отклонения моста должны быть ограничены во избежание дискомфорта для пользователей.

## **7.8.2 [7.8.2] Предельные отклонения ровности ездового полотна для уменьшения динамических воздействий**

7.8.2.1 Предельные отклонения ровности ездового полотна требуется определять, основываясь на Пунктах 7.8.2.2 – 7.8.2.4 данного пособия (см. Пункт 7.8.2 СН РК EN 1993-2).

7.8.2.2 Конструкция ездового полотна должна быть запроектирована таким образом, чтобы обеспечить надлежащую его ровность по всей длине, без резкого изменения уклона для предотвращения дополнительного динамического воздействия. Деформационные швы должны быть запроектированы без изменения уровня ездового полотна. Поперечные балки в конце пролетных строений должны обеспечить деформации в поперечном направлении, не превышающие:

- а) предельные значения, заданные для надлежащего функционирования компенсационных соединений;
- б) 5 мм при повторяющейся нагрузке, если не предусмотрены иные предельные значения для данного типа компенсационного соединения.

7.8.2.3 Руководство по пределам деформации компенсационных соединений приведено в Приложении В СН РК EN 1993-2.

7.8.2.4 Если конструкция мостового полотна имеет дополнительные точки опирания (например, несимметрично расположенные связи жесткости на промежуточных опорах моста), то необходимо учитывать факторы усиленного динамического воздействия, приведенные в СН РК EN 1991-2, на участки, прилегающие к компенсационным соединениям.

## **7.8.3 [7.8.3] Эффект резонанса**

7.8.3.1 Механический резонанс необходимо учитывать в особых случаях, основываясь на Пунктах 7.8.3.2 – 7.8.3.3 данного пособия (см. Пункт 7.8.3 СН РК EN 1993-2).

7.8.3.2 Если значение собственной частоты легких элементов связей жесткости, оттяжек или аналогичных компонентов приближается к частоте механического

происхождения из-за регулярного проезда транспортных средств по ездovому полотну, необходимо рассмотреть возможность увеличения жесткости или установки искусственных демпферов, например, гасителей колебаний.

7.8.3.3 Типы компенсационных соединений, технические характеристики и руководство по элементам крепления компенсационных соединений приведено в Приложении В СН РК EN 1993-2.

## **7.9 [7.9] Эксплуатационные характеристики пешеходных мостов**

7.9.1 Эксплуатационные характеристики пешеходных мостов необходимо определять, основываясь на Пункте 7.9.2 данного пособия (см. Пункт 7.9 СН РК EN 1993-2).

7.9.2 Избыточная вибрация пешеходных и велосипедных мостов может вызвать дискомфорт для пользователей, поэтому необходимо принять меры для минимизации таких вибраций, проектируя мосты с надлежащей собственной частотой или предусматривая соответствующие демпфирующие устройства.

## **7.10 [7.10] Параметры ветровых нагрузок**

7.10.1 Параметры ветровых нагрузок необходимо определять, основываясь на Пунктах 7.10.2 – 7.10.3 данного пособия (см. Пункт 7.10 СН РК EN 1993-2).

7.10.2 Вибрация тонких элементов, вызванная вихревыми потоками, должна быть минимизирована для предотвращения повторяющихся нагрузок значительного диапазона, которые могут вызвать усталость конструкций.

7.10.3 Определять циклические нагрузки, вызываемые вихревыми потоками, следует по нормативу СН РК EN 1991-1-4.

## **7.11 [7.11] Доступность соединительных деталей и поверхностей**

7.10.1 Доступность соединительных деталей и поверхностей необходимо определять, основываясь на Пунктах 7.11.2 – 7.11.3 данного пособия (см. Пункт 7.11 СН РК EN 1993-2).

7.11.2 Проектирование и конструирование стальных конструкций производится с учетом минимизации риска коррозии и обеспечения возможности осмотров и технического обслуживания (см. ISO 12944-3).

7.11.3 Все части должны конструироваться с учетом обеспечения возможности осмотров, очистки и окраски. Если невозможно обеспечить такой доступ, недоступные части должны иметь надлежащую антикоррозионную защиту (например, внутренняя часть коробчатых профилей или полые элементы), либо должны быть изготовлены из стали с повышенной стойкостью к атмосферной коррозии. Если такая коррозия может возникнуть в период эксплуатации моста, необходимо предусмотреть соответствующие допуски при подборе частей.

## 7.12 Дренажная система

В данном пункте СН РК EN 1993-2 приведены основные восемь требований к дренажной системе (водонепроницаемость, уклон ездового полотна и наклон водовыпускных лотков, удобство очистки водоотводных труб, обеспечение слива из деформационных швов, дренаж всех закрытых сечений элементов моста и др.)

## 8 ЭЛЕМЕНТЫ КРЕПЛЕНИЙ, СВАРНЫЕ ШВЫ, СОЕДИНЕНИЯ И СТЫКИ

### 8.1 Болтовые, заклепочные, шарнирные соединения

#### 8.1.1 Категории болтовых соединений

##### 8.1.1.1 Соединения, работающие на сдвиг

8.1.1.1.1 Требования по расчету соединений работающих на сдвиг (см. Пункт 8.1 СН РК EN 1993-2) основываются на Пункте 3.4.1(1) СН РК EN 1993-1-8 и приведены в пунктах 8.1.1.1.2 – 8.1.1.1.3 настоящего пособия.

8.1.1.1.2 [3.4.1(1) СН РК EN 1993-1-8] Болтовое соединения, работающее на сдвиг, следует рассчитывать как одно из следующих категорий:

а) категория А: срезное соединение.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение и особые условия для контактных поверхностей не требуются. Расчетное усилие на сдвиг не должно превышать несущей способности на срез, определяемой по Пункту 3.6 СН РК EN 1993-1-8, и на смятие, определяемой по Пунктам 3.6 и 3.7 СН РК EN 1993-1-8. Из-за их низкой усталостной прочности и тенденции к ослаблению при вибрации, не рекомендуется использование данной категории соединений для постоянных конструктивных соединений в мостах (см. Пункт 2.1.3.3 СН РК EN 1993-2).

б) категория В: фрикционное соединение в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности.

В данной категории следует применять болты с предварительным натяжением (см. 3.1.2(1) СН РК EN 1993-1-8). В предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, определенной по Пункту 3.9 СН РК EN 1993-1-8. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на срез, определенной по Пункту 3.6 СН РК EN 1993-1-8, и на смятие, определенной по Пунктам 3.6 и 3.7 СН РК EN 1993-1-8.

Рекомендуется использовать категорию соединений В для постоянных конструктивных соединений в мостах, где некоторое снижение жесткости соединения в предельном состоянии по несущей способности не имеет большого значения (см. Пункт



5.2.1 данного пособия) при воздействии сдвига болтов. Подходящий пример - соединение внахлестку главной балки. В предельном состоянии по несущей способности сдвиг болта не должен превысить или несущую способность на сдвиг болта или расчетную несущую способность на смятие.

в) категория С: фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности.

В данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно Пункту 3.1.2(1) СН РК EN 1993-1-8. В предельном состоянии по несущей способности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, определенной по Пункту 3.9 СН РК EN 1993-1-8, а также расчетной несущей способности на срез и на смятие, определенной по Пунктам 3.6 и 3.7 СН РК EN 1993-1-8. Кроме того, при соединении растянутых элементов, следует проверять расчетную несущую способность поперечного сечения нетто ( $N_{net,Rd}$ ), в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий (см. Пункт 6.2 СН РК EN 1993-1-1) в предельном состоянии по несущей способности.

8.1.1.1.3 [3.4.1(2) СН РК EN 1993-1-8] Расчетные проверки для категорий А, В, С соединений работающих на сдвиг сведены в Таблицу 3.2 СН РК EN 1993-1-8.

#### **8.1.1.2 Соединения, работающие на растяжение**

8.1.1.2.1 Требования к расчету соединений с предварительным натяжением основываются на пункте 3.4.2.1 СН РК EN 1993-1-8 и приведены в Пунктах 8.1.1.2 – 8.1.1.3 настоящего пособия.

8.1.1.2.2 [3.4.2(1) СН РК EN 1993-1-8] Болтовые соединения, работающие на растяжение, следует рассчитывать как одну из следующих категорий:

а) категория D: соединение без предварительного натяжения болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение не требуется. Соединения данной категории не следует применять при частом воздействии переменной растягивающей нагрузки. Однако они могут применяться в соединениях, воспринимающих осевые усилия от ветровых нагрузок. Из-за причин, указанных в общих чертах в Категории А, соединения не рекомендуются для постоянных конструктивных соединений в мостах.

б) категория E: соединение с предварительным натяжением болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 8.8–10.9 с контролируемым предварительным натяжением в соответствии со ссылочными стандартами группы 7.

8.1.1.2.3 [3.4.2(2) СН РК EN 1993-1-8] Проверки для категорий D, E соединений работающих на растяжение приведены в Таблице 3.2 СН РК EN 1993-1-8.

## **8.1.2 Расположение отверстий для болтов и заклепок**

8.1.2.1 Определение расположения отверстий для болтов и заклепок (см. Пункт 8.1.2 СН РК EN 1993-2) основывается на Пункте 3.5(1) и 3.5(2) СН РК EN 1993-1-8 и приводится в пункте 8.1.2.2 данного пособия.

8.1.2.2 По Таблице 3.3 СН РК EN 1993-1-8 следует определить уточненные правила для максимальных и минимальных допустимых интервалов между болтами и расстояний до края и конца элемента. Для конструкций подверженным усталостным нагрузкам необходимо определить минимальные и максимальные размеры шага и расстояния до края элемента вдоль и поперек усилия (см. Таблицу 8.1 СН РК EN 1993-1-9), где представлены категории элементов 112, 90, 80, 50 элементов конструкции с двойными и односторонними накладками в том числе, с обычными высокопрочными и инъекционными болтами с предварительным и без предварительного натяжения.

## **8.1.3 Расчетная несущая способность отдельных крепежных деталей**

### **8.1.3.1 Болты и заклепки**

Несущая способность болтов и заклепок в соединениях, подверженных сдвигу и/или растяжению основана на Пункте 3.6.1(1) – 3.6.1(16) СН РК EN 1993-1-8. Расчетные значения несущей способности одиночных крепежных деталей, подверженных срезу в одной плоскости, смятию, растяжению, продавливанию и совместному действию среза или растяжения следует брать из Таблицы 3.4 СН РК EN 1993-1-8.

### **8.1.3.2 Инъекционные болты**

Расчетные указания для инъекционных болтов приведены в Пункте 3.6.1(1), (2) СН РК EN 1993-1-8, Требования к расчетной несущей способности инъекционных болтов, которые могут применяться в качестве альтернативы обычных болтам и заклепкам в соединениях категорий А, В, С Пункта 8.1 данного пособия приведены в Пункте 3.6.2(1) – 3.6.2(6) СН РК EN 1993-1-8.

### **8.1.4 Группы крепежей**

Несущую способность многоболтового соединения рекомендуется принимать согласно Пункту 8.1.4 СН РК EN 1993-2, который основывается на Пункте 3.7(1) СН РК EN 1993-1-8.

### **8.1.5 Длинномерные соединения**

8.1.5.1 Длинномерные соединения необходимо рассчитывать (см. Пункт 8.1.5 СН РК EN 1993-2) согласно Пункту 3.8(1) и 3.8(2) СН РК EN 1993-1-8 (см. Пункты 8.1.5.2 – 8.1.5.3 данного пособия).

8.1.5.2 [3.8(1) СН РК EN 1993-1-8] Если расстояние  $L_j$  между центрами крайних крепежных деталей вдоль усилия больше  $15d$ , то значение несущей способности соединения на срез  $F_{v,Rd}$  следует умножать на понижающий коэффициент  $\beta_{Lf}$ , определяемый по формуле:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15 \cdot d}{200 \cdot d}, \quad (8.1)$$

но  $\beta_{Lf} \leq 1$  и  $\beta_{Lf} \geq 0,75$

8.1.5.3 [3.8(2) СН РК EN 1993-1-8] Указание Пункта 8.1.5.2 настоящего пособия не следует применять, если имеет место равномерное распределение усилия сдвига по длине соединения, например, при передаче усилия сдвига между стенкой и полкой поперечного сечения.

## 8.1.6 Сопротивление сдвигу с использованием болтов 8.8 и 10.9

### 8.1.6.1 Сопротивление сдвигу

8.1.6.1.1 Определение расчетной несущей способности на сдвиг (см. 8.1.6.1 СН РК EN 1993-2) основывается на Пунктах 3.9.1(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8.

8.1.6.1.2 [3.9.1(1) СН РК EN 1993-1-8] Расчетную несущую способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом с предварительным натяжением классов прочности 8.8 и 10.9 следует определять по формуле:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}, \quad (8.2)$$

где  $k_s$  — принимается по Таблице 3.6 СН РК EN 1993-1-8;

$n$  — количество поверхностей трения соединяемых элементов;

$\mu$  — коэффициент трения, принимаемый по результатам испытаний поверхностей, приведенных в ссылочных стандартах группы 7 (см. 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8), или в Таблице 3.7 СН РК EN 1993-1-8.

8.1.6.1.3 [3.9.1(2) СН РК EN 1993-1-8] Для болтов классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующих ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4 СН РК 1993-1-8) с контролируемым натяжением, в соответствии со ссылочными стандартами группы 7 (см. 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8), усилие предварительного натяжения  $F_{p,C}$  в Формуле (3.6) СН РК EN 1993-1-8 следует принимать равным

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (8.3)$$

### 8.1.6.2 Сочетание растяжения и сдвига

8.1.6.2.1 Данный Пункт СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 3.9.2(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8.

8.1.6.2.2 [3.9.2(1) СН РК EN 1993-1-8] Если фрикционное соединение помимо сдвигающего усилия  $F_{v,Ed}$  или  $F_{v,Ed,ser}$  воспринимает также растягивающее усилие  $F_{t,Ed}$  или  $F_{t,Ed,ser}$ , то расчетную несущую способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом необходимо определять следующим образом:

а) для соединений категории В

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}, \quad (8.4)$$

б) для соединений категории С

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (8.5)$$

8.1.6.2.3 [3.9.2(2) СН РК EN 1993-1-8] Если в соединении, воспринимающем изгибающий момент, контактное усилие в сжатой зоне уравнивает приложенное растягивающее усилие, то снижение несущей способности на сдвиг контактных поверхностей не требуется.

### 8.1.6.3 Комбинированные соединения

8.1.6.3.1 Данный Пункт СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 3.9.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8.

8.1.6.3.2 [3.9.3(1) СН РК EN 1993-1-8] В виде исключения требований Пункта 2.4(3) СН РК EN 1993-1-8, болты с предварительным натяжением классов прочности 8.8 и 10.9, рассчитанные как фрикционные при определении несущей способности на сдвиг (категория С, см. Пункт 3.4 СН РК EN 1993-1-8), рекомендуется рассматривать работающими совместно со сварными швами при условии окончательного затягивания болтов после завершения сварочных работ.

### 8.1.7 Учет отверстий для крепежных деталей

#### 8.1.7.1 Общие положения

Пункт 8.1.7.1 СН РК EN 1993-2 основан на Пункте 3.10.1(1) СН РК EN 1993-1-8. Учет отверстий при расчете элемента конструкции следует производить в соответствии с СН РК EN 1993-1-1.

#### 8.1.7.2 Расчет деталей на отрыв

Пункт 8.1.7.2 СН РК EN 1993-2 основывается на Пункте 3.10.2(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-1-8, где указаны положения по расчету крайней зоны на вырыв материала (выкол).

#### 8.1.7.3 Элементы из уголков, работающие на растяжение с изгибом

Положения по расчету одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой и других несимметрично прикрепляемых элементов, работающих на растяжение указаны в Пункте 8.1.7.3 СН РК EN 1993-2, который основывается на Пункте 3.10.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8.

### 8.1.8 Отрывные силы

Крепежные детали, воспринимающие растягивающее усилие, следует проверять на действие дополнительного усилия отрыва, если оно может возникнуть (см. Пункт 8.1.8 СН РК EN 1993-2) согласно Пункту 3.11(1) СН РК EN 1993-1-8. Правила расчета, приведенные в Пункте 6.2.4 СН РК EN 1993-2, в неявной форме учитывают усилия отрыва.

### 8.1.9 Распределение сил между крепежными деталями в первом предельном состоянии по несущей способности

8.1.9.1 Распределение сил между крепежными деталями в первом предельном состоянии по несущей способности необходимо учитывать согласно Пунктам 8.1.9.2 – 8.1.9.3 данного пособия.

8.1.9.2 Пункт 8.1.9(1) СН РК EN 1993-2 требует, что если к соединению прилагается момент силы, распределение внутренних сил должно быть линейно пропорционально расстоянию от центра вращения.

8.1.9.3 Пункт 8.1.9(2) СН РК EN 1993-2 ссылается на Пункт 3.12(3) СН РК EN 1993-1-8. При действии на соединение только усилия сдвига без эксцентриситета, распределение усилия между крепежными деталями можно считать равномерным при условии, что все крепежные детали одного размера и одного класса прочности.

### 8.1.10 Штифтовое соединение

Штифтовые соединения следует рассчитывать в соответствии с Пунктами 3.13.1(1) – 3.13.1(4) и 3.13.2(1) – 3.13.2(3) СН РК EN 1993-1-8.

#### ПРИМЕР 17 Расчет балки с болтовыми соединениями внахлестку

Требуется вычислить несущие способности болтов в вариантах (а) и (б). Вариант (а) – соединение внахлестку для предельного состояния по несущей способности. Вариант (б) – соединение внахлестку для предельного состояния по пригодности к нормальной эксплуатации.

Болтовое соединение встык, сконструированное для листовой балки, показано на Рисунке 8.1. Все листы из стали класса S355 по EN 10025 и производитель хочет использовать класс болтов 8.8 M24 HSFG для всех крепежей. Расчетные данные для вариантов (а) и (б):

	(а)	(б)
Изгибающий момент (кНм)	1 222	870
Поперечная сила (кН)	1 000	710
Момент сопротивления сечения, $W$ , для центра верхней полки ( $\text{mm}^3$ )	$1,755 \times 10^7$	$1,755 \times 10^7$
Момент сопротивления сечения, $W$ , для верха стенки ( $\text{mm}^3$ )	$1,792 \times 10^7$	$1,792 \times 10^7$
Момент сопротивления сечения, $W$ , для основания стенки ( $\text{mm}^3$ )	$3,007 \times 10^7$	$3,007 \times 10^7$
Момент сопротивления сечения, $W$ , для центра нижней полки ( $\text{mm}^3$ )	$2,871 \times 10^7$	$2,871 \times 10^7$

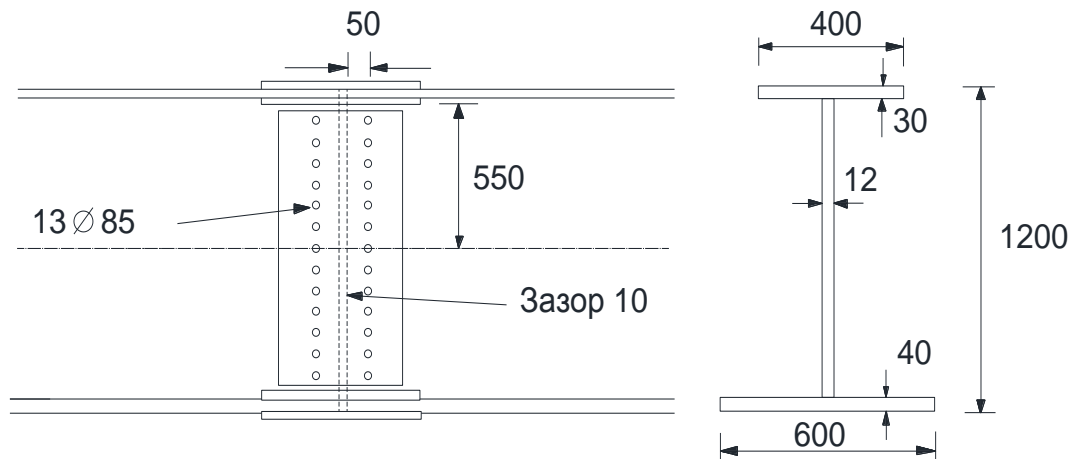


Рисунок 8.1 –Балка для Примера 17

Поскольку значения проскальзывания болта в (а) не являются критическими, болты могут быть запроектированы как категория В согласно Пункту 3.4.1 СН РК EN 1993-1-8.

Фрикционная стойкость болтов в (б)

Из Формулы (3.6) СН РК EN 1993-1-8:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C},$$

где  $k_s = 1,0$  (Таблица 3.6 СН РК EN 1993-1-8–отверстия с нормальным допуском);

$n = 2$  (болты при двойном срезе);

$\mu = 0,50$  (Таблица 3.7 СН РК EN 1993-1-8–Поверхность класса А);

$\gamma_{M3} = 1,1$  (Таблица 6.1 СН РК EN 1993-2);

$F_{p,C}$  – предварительное натяжение равное  $(0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s)$  (Формула (3.7) СН РК EN 1993-1-8).

Используя предварительно напряженный Класс 8.8 болтов с  $f_{ub} = 800$  МПа,  $A_s = 358$  мм<sup>2</sup> для болтов М24 находим:

$$F_{p,C} = 0,7 \times 800 \times 358 \times 10^{-3} = 200,5 \text{ кН}.$$

Тогда

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{1,0 \times 2 \times 0,5 \times 200,5}{1,1} = 182,3 \text{ кН при двойном срезе в (б)}.$$

Несущая способность на срез по плоскости сдвига.

Там, где болты могут проскальзывать в (а), должна быть проверена несущая способность на срез болтов.

Из Таблицы 3.4 СН РК EN 1993-1-8 (срез в одной плоскости):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}},$$

где  $\alpha_v = 0,6$  (Таблица 3.4 СН РК EN 1993-1-8 – Класс болтов 8.8);

$f_{ub} = 800$  МПа (Таблица 3.1 СН РК EN 1993-1-8);

$A$  – площадь с учетом резьбы равная 358 мм<sup>2</sup> для болтов М24;

$\gamma_{M2} = 1,25$  (Таблица 6.1 СН РК EN 1993-2);

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 358}{1,25} = 137,5 \text{ кН на плоскость среза}.$$

Поскольку болты находятся в двойном срезе, число плоскостей среза 2. Поэтому, несущая способность болта на срез равна  $2 \cdot F_{v,Rd} = 274,8$  кН.

Минимальный шаг между болтами (Таблица 3.3 СН РК EN 1993-1-8).

Расстояние до края:

$e_1$  и  $e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \times 26$  мм, т.е. диаметр отверстия равен 31,2 мм.

Используется минимальное расстояние до края 40 мм и минимальное расстояние до конца 50 мм.

Имеем шаг:

$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \times 26$  мм, т.е. диаметр отверстия равен 57,2 мм,

$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \times 26$  мм, т.е. диаметр отверстия равен 62,4 мм.

Принимается минимальный шаг 75 мм.

Несущая способность на смятие болта.

Из Таблицы 3.4 СН РК EN 1993-1-8, смятие:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}},$$

где  $\alpha_b$  – минимальный из  $\alpha_d$ ,  $f_{ub}/f_u$  или 1,0 ,

здесь  $f_{ub}$  – предел прочности болта равен 800 МПа (Таблица 3.1 СН РК EN 1993-1-8);

$f_u$  – предел прочности листа равен 490 МПа (EN 10025).

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1,63 ,$$

$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$  для крайних болтов равно  $\frac{50}{3 \times 26} = 0,64$  ;

$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$  для внутренних болтов равно  $\frac{75}{3 \times 26} - \frac{1}{4} = 0,71$  ;

$k_1$  принимается меньшим из 2,5 и  $(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7)$ , для крайних болтов имеем  $2,8 \times \frac{40}{26} - 1,7 = 2,61$  , принимаем  $k_1 = 2,5$  ;

$k_1$  принимается меньшим из 2,5 и  $(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7)$ , для внутренних болтов имеем  $1,4 \times \frac{75}{26} - 1,7 = 2,34$  , принимаем  $k_1 = 2,34$  , консервативно принимаем  $\alpha_b = 0,64$  и  $k_1 = 2,34$  соответственно для всех болтов,

$d$  – диаметр болта (24 мм);

$t$  – толщина листов, сопротивляющихся напряжению смятия, поскольку болты находятся в двойном срезе,  $t$  будет равняться меньшей из толщины основного листа или полной толщине стыковых листов по обе стороны от основного листа.

Принимая стыковые листы 12 мм толщиной, получаем несущую способность на смятие болта для стыкового соединения стенки балки (толщина стенки балки используется в расчете):

$$F_{b,Rd} = \frac{2,34 \times 0,64 \times 490 \times 24 \times 12}{1,25} = 169 \text{ кН}$$

Поэтому, несущая способность в (а) болтов в стенке равна 169 кН (критическая несущая способность).

Можно заметить здесь, что (а) является критическим для стыкового соединения стенки балки, поскольку несущая способность на смятие в (а) – фактически меньше чем несущая способность на срез в (б). Было бы возможно сделать (б) критической здесь, увеличивая расстояния от конца до болта, но это не сделано в данном примере. Смятие не будет критическим для полки, поскольку основной лист намного более массивен. Однако, для краткости в данном примере, число болтов полки будет также определено в (а) используя ту же самую несущую способность на смятие что и для стенки.

Болты в полке

Усилие в верхней полке, которое будет передано болтами равно:

$$\frac{1\,222 \times 10^6 \times 12\,000}{1,755 \times 10^7} = 836 \text{ кН}$$

Число необходимых болтов равно  $836/169 = 4,7$ , т.е. используем минимум 5 болтов в верхней полке.

Усилие в нижней полке, которое будет передано болтами равно:

$$\frac{1\,222 \times 10^6 \times 24\,000}{2,871 \times 10^7} = 1\,022 \text{ кН}.$$

Число необходимых болтов равно  $1\,022/169 = 6,04 \cong 6$ , принимаем 6 болтов.

Болты в стенке

Попробуем размещение болтов как показано на Рисунок 8.1. (Отметим, что вертикальный шаг немного больше чем принятый в вычислении несущей способности на смятие, но это не поменяло вывод о том, что (а) является критическим (расчетным)).

$$Z \text{ внешнего болта равно } \frac{\sum z^2}{z_{\max}} = \frac{2 \times (85^2 + 170^2 + 255^2 + 340^2 + 425^2 + 510^2)}{510} = 2\,578 \text{ мм}.$$

Напряжения в (а) наверху стенки:

$$-\frac{1\,222 \times 10^6}{1,792 \times 10^7} = -68,2 \text{ МПа}.$$

Напряжения в (а) внизу стенки:

$$\frac{1\,222 \times 10^6}{3,007 \times 10^7} = 40,6 \text{ МПа}.$$

Осевая сила в стенке:

$$N_{\text{стенка}} = 0,5 \times (68,2 - 40,6) \times 1\,130 \times 12 = 187 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в стенке:

$$M_{\text{стенка}} = \frac{0,5 \times (68,2 + 40,6) \times 1\,130^2 \times 12}{6} = 139 \text{ кНм}.$$

Максимальная горизонтальная сила на внешнем болте в стенке равна

$$\frac{M_{\text{стенка}}}{Z_{\text{болты}}} + \frac{V_{\text{стенка}} \cdot e_{\text{болты}}}{Z_{\text{болты}}} + \frac{N_{\text{стенка}}}{\text{Число болтов}} = \frac{139 \times 10^3}{2\,578} + \frac{1\,000 \times (50 + 5)}{2\,578} + \frac{187}{13} = 89,6 \text{ кН}.$$

Вертикальная сила на болтах в стенке:

$$\frac{V_{\text{стенка}}}{\text{Число болтов}} = \frac{1\,000}{13} = 76,9 \text{ кН}.$$

Результирующее максимальное усилие в болте равняется векторной сумме горизонтальных и вертикальных сил

$$\sqrt{(89,6)^2 + (76,9)^2} = 118 \text{ кН} < 169 \text{ кН}$$

Болты стенки соответствуют требованиям, и имеется потенциал для сокращения количества болтов.

Проверка площади сечения нетто должна также быть осуществлена около болтовых отверстий в стыковых листах и основных листах и в стенке и в растянутой полке. Растянутая полка должна быть проверена и на сопротивление площади сечения нетто в соответствии с Пунктом 6.2.3 СН РК EN 1993-1-1 и на вырыв по Пункту 3.10.2 СН РК EN 1993-1-8. Правила для расчета вырыва материала крайней зоны не следует применять без изменения в данном случае, поскольку группа болтов подвергается изгибу так же как срезу. Вырыв произойдет в полке, так что вряд ли это будет являться критическим. Если вырыв основного материала крайней зоны учтен как описано, плоскость сдвига, проходящая вертикально от плоскости стенки через все болты, даст более низкое сопротивление, чем при распространении через все болты, но с растянутой горизонтальной плоскостью от внешнего болта до вертикального свободного края.



Поэтому рекомендуется, чтобы проверка изгиба и среза была выполнена в площади сечения нетто стенки и стыковых листов. Если отверстия полностью вычитаются, имеем свойства сечения стенки нетто

$$A = 9504 \text{ мм}^2, \\ W = 1.790 \times 10^6 \text{ мм}^3.$$

Максимальное (а) продольное напряжение в стенке:

$$\frac{139 \times 10^6}{1,790 \times 10^6} + \frac{187 \times 10^3}{9\,504} = 97 \text{ МПа}.$$

Касательное напряжение (а) равно:

$$\frac{1\,000 \times 10^3}{9\,504} = 105 \text{ МПа}.$$

Эти усилия проверяются, используя эквивалентный критерий напряжений Мизеса Пункт 6.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \cdot \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 = \left( \frac{97}{355/1,0} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{105}{355/1,0} \right)^2 = 0,34 \leq 1,0.$$

Стенка балки соответствует требованиям. Подобная проверка также должна быть выполнена для стыковых листов.

## 8.2 Сварные соединения

### 8.2.1 Геометрия и размеры

8.2.1.1 Пункт 8.2.1 СН РК EN 1993-2 основан на Пунктах 4.3.1(1), (2) для типов сварных швов, на Пункте 4.3.2.1(1) – 4.3.2.1(6) для угловых сварных швов, на Пункте 4.3.3(1) – 4.3.3(4) для двусторонних угловых швов, на Пункте 4.3.4(1) – 4.3.4(3) для угловых стыковых швов, на Пункте 4.3.5(1) – 4.3.5(5) для пробочных (несквозных) сварных швов и Пункте 4.3.6(1) СН РК EN 1993-1-8 для сварных швов с разделкой кромок (см. Пункты 8.2.1.1 – 8.2.1.6 СН РК EN 1993-2).

8.2.1.2 Геометрию и размеры угловых, круговых угловых, стыковых, пробочных сварных швов, а также сварных швов с конусным зазором (см. Пункт 8.2.1 СН РК EN 1993-2) необходимо определять в соответствии с Пунктом 4.3(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8.

8.2.1.3 Подраздел 8.2.1.2 основывается на Пункте 4.3.2.1(1) – 4.3.2.1(6) СН РК EN 1993-1-8. Угловые сварные швы рекомендуется применять для соединения деталей, свариваемые поверхности которых расположены под углами от 60 до 120 градусов.

8.2.1.4 Требования относительно прерывистых угловых сварных швов приведены в Подпункте 8.2.1.2.2 СН РК EN 1993-2 и Пункте 4.3.2.2 СН РК EN 1993-1-8.

8.2.1.5 В Подразделах 8.2.1.3 – 8.2.1.6 приведены требования к круговым угловым, стыковым, пробочным сварным швам, а также сварным швам с конусным зазором. Указанные Подразделы основываются на Пунктах 4.3.3, 4.3.4, 4.3.5, 4.3.6 СН РК EN 1993-1-8, в которых приведены подробные требования по использованию, расчету геометрии и размерам.

### 8.2.2 Сварка с применением стальной подкладки

8.2.2.1 Расчет сварки с применением стальной подкладки необходимо проводить в соответствии с Пунктом 8.2.2 СН РК EN 1993-2, который основывается на Пункте 4.4(1), (2) и (3) СН РК EN 1993-1-8.

8.2.2.2 [4.4(1),(2),(3) СН РК EN 1993-1-8] При сварке с применением стальной подкладки, последнюю следует выровнять заподлицо с краем свариваемой детали. При сварке двух деталей через подкладку, толщина которой меньше катета сварного шва, необходимого для передачи усилия, требуемый катет шва следует увеличить до значения, равного толщине подкладки. При сварке двух деталей через подкладку, толщина которой равна или больше катета сварного шва, необходимого для передачи усилия, каждую деталь следует приварить к подкладке катетом, необходимым для передачи расчетного усилия.

### 8.2.3 Расчетная несущая способность угловых сварных швов

8.2.3.1 Пункт 8.2.3 СН РК EN 1993-2 основывается на Пункте 4.5 СН РК EN 1993-1-8.

8.2.3.2 Длину и эффективную толщину сварного шва необходимо принимать в соответствии с требованиями Подпунктов 4.5.1 – 4.5.2 СН РК EN 1993-1-8, а также при определении расчетной несущей способности углового сварного шва с полным проваром необходимо учитывать увеличение толщины шва, при том условии, что предварительные испытания подтверждают, что требуемый провар достигается постоянно.

8.2.3.3 Требования по определению несущей способности угловых сварных швов следует принимать в соответствии с Пунктом 4.5.3 СН РК EN 1993-1-8 по направленному методу (см. Подпункт 4.5.3.2 СН РК EN 1993-1-8) или по упрощенному методу (см. Подпункт 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8).

8.2.3.4 Расчетная несущая способность по направленному методу достаточна, если выполняются условия Подпункта 4.5.3.2(6).

8.2.3.5 В качестве альтернативы Пункту 4.5.3.2 СН РК EN 1993-1-8 для упрощенного метода расчетная несущая способность углового сварного шва рекомендуется считать достаточной, если в каждой точке по его длине равнодействующая всех сил, передаваемых сварным швом единичной длины, удовлетворяет условию:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} , \quad (8.6)$$

где  $F_{w,Ed}$  — расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва;

$F_{w,Rd}$  — расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва, определяется Формулами (4.3) – (4.4) Подраздела 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8.

### 8.2.4 Расчетное сопротивление непрерывного углового сварного шва

Расчетное сопротивление непрерывного углового сварного шва (см. Пункт 8.2.4 СН РК EN 1993-2) следует определять по Пункту 4.6(1) СН РК EN 1993-1-8. Следует

использовать любой из методов Пункта 4.5 СН РК EN 1993-1-8 проверки расчетной несущей способности углового сварного шва, либо направленный метод (см. Подпункт 4.5.3.8), либо упрощенный метод (см. Подпункт 4.5.3.3 Пункта 4.5.3).

## **8.2.5 Расчетное сопротивление стыкового сварного шва**

### **8.2.5.1 [4.7.1 СН РК EN 1993-1-8] Стыковой шов с полным проплавлением**

Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с полным проваром (см. Пункт 8.2.5.1 СН РК EN 1993-2) необходимо определять в соответствии с Пунктом 4.7.1(1) СН РК EN 1993-1-8 и следует принимать равной расчетной несущей способности самой слабой из соединяемых деталей, при условии, что сварка выполнена с применением соответствующих сварочных материалов, позволяющих получать образцы сварного шва с пределом текучести металла шва и временным сопротивлением на растяжение, по крайней мере, равными соответствующим значениям для основного металла.

### **8.2.5.2 [4.7.2 СН РК EN 1993-1-8] Стыковой шов с неполным проплавлением**

8.2.5.2.1 Стыковой шов с неполным проплавлением (см. Пункт 8.2.5.2 СН РК EN 1993-2) необходимо рассчитывать в соответствии с Пунктом 4.7.2 СН РК EN 1993-1-8.

8.2.5.2.2 Расчетную несущую способность стыковых сварных швов следует определять методом, приведенном в Пункте 4.5.2(3) СН РК EN 1993-1-8 для расчета угловых сварных швов с полным проваром.

8.2.5.2.3 Толщина стыкового сварного шва с неполным проваром не должна превышать стабильно допустимой глубины провара при испытании образцов (см. Пункт 4.5.2(3) СН РК EN 1993-1-8).

### **8.2.5.3 Стыковые сварные швы в соединениях в тавр**

Определять расчетную несущую способность двух сварных швов с неполным проваром сварного соединения в тавр (см. Пункт 8.2.5.3 СН РК EN 1993-2) требуется в соответствии с Пунктом 4.7.3 СН РК EN 1993-1-8, считая, что данные швы - эффективный сварной шов полного проплавления (см. Пункт 4.7.1 СН РК EN 1993-1-8). Это условие применимо если объединенные высоты сварных швов больше чем толщина  $t$  от примыкающего листа и незаваренный зазор - меньше чем меньшее из  $t/5$  или 3 мм.

### 8.2.6 [4.8 СН РК EN 1993-1-8] Расчетное сопротивление точечного сварного шва

Данный Пункт основывается на Пункте 4.8(1) СН РК EN 1993-1-8. Расчетное значение несущей способности  $F_{w,Rd}$  пробочного сварного шва (см. Пункт 4.3.3 СН РК EN 1993-1-8) следует определять по формуле:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot A_w, \quad (8.7)$$

где  $f_{vw,d}$  — расчетное сопротивление сварного шва на сдвиг, приведено в Пункте 4.5.3.3(3) СН РК EN 1993-1-8;

$A_w$  — расчетная площадь сечения шва, принимается равной площади отверстия.

### 8.2.7 Распределение усилий

8.2.7.1 Распределение усилий (см. Пункт 8.2.7 СН РК EN 1993-2) требуется учитывать в соответствии с Пунктом 4.9 СН РК EN 1993-1-8.

8.2.7.2 [4.9 (1) СН РК EN 1993-1-8] Распределение усилий в сварном соединении должно приниматься в предположении упругой или пластической работы в соответствии с Пунктами 2.4 и 2.5 СН РК EN 1993-1-8.

8.2.7.3 Дополнительные требования к распределению усилий в сварном соединении приведены в Пункте 4.9(2) – 4.9(7) СН РК EN 1993-1-8.

### 8.2.8 Соединение с неукрепленными полками

Уточненные правила для проверки несущей способности соединений, приваренными к неукрепленным полкам (см. Пункт 8.2.8 СН РК EN 1993-2) определяются по Пункту 4.10 СН РК EN 1993-1-8.

### 8.2.9 Протяженные соединения

8.2.9.1 Расчет протяженных соединений (см. Пункт 8.2.9 СН РК EN 1993-2) основывается на Пункте 4.11 СН РК EN 1993-1-8 и приведен в Пунктах 8.2.9.2 – 8.2.9.5 данного пособия.

8.2.9.2 [4.11 (1) СН РК EN 1993-1-8] В соединениях внахлестку расчетное значение несущей способности углового сварного шва следует умножать на понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$ , который учитывает неравномерное распределение напряжений по всей длине шва.

8.2.9.3 [4.11 (2) СН РК EN 1993-1-8] Если распределение напряжений по длине сварного шва соответствует распределению напряжений в прилегающем к нему основному металлу (например, в случае приварки полки к стенке составной двутавровой балки), условия, приведенные в 4.11, выполнять не следует.

8.2.9.4 [4.11 (3) СН РК EN 1993-1-8] Для сварных швов соединений внахлестку длиной более  $150 \cdot a$  понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$ , следует принимать равным коэффициенту  $\beta_{Lw1}$ , определяемому по формуле:

$$\beta_{Lw} = 1,2 - \frac{0,2 \cdot L_j}{150 \cdot a} \quad \text{при } \beta_{Lw1} \leq 1,0, \quad (8.8)$$

где  $L_j$  — общая длина нахлеста вдоль усилия.

8.2.9.5 Для угловых сварных швов длиной более 1,7 м при креплении поперечных ребер жесткости в элементах сплошного сечения, понижающий коэффициент  $\beta_{Lw}$  допускается принимать равным коэффициенту  $\beta_{Lw2}$ , определяемому по формуле

$$\beta_{Lw2} = 1,1 - \frac{L_w}{17} \quad \text{при } \beta_{Lw2} \leq 1,0 \text{ и } \beta_{Lw2} \geq 0,6, \quad (8.9)$$

где  $L_w$  — длина сварного шва, м.

### 8.2.10 Угловой сварной шов или односторонний стыковой шов с неполным проплавлением с внецентренной нагрузкой

8.2.10.1 Расчет угловых сварных швов или односторонних стыковых швов с неполным проплавлением с внецентренной нагрузкой (см. Пункт 8.2.10 СН РК EN 1993-2) основывается на Пункте 4.12(1) и (2) СН РК EN 1993-1-8 и Пунктах 8.2.10.2 – 8.2.10.3 данного пособия.

8.2.10.2 [4.12 (1), (2) СН РК EN 1993-1-8] Во всех случаях, где это возможно, следует избегать возникновения местного эксцентриситета приложения усилия.

Влияние местного эксцентриситета (относительно линии действия осевой силы) следует учитывать в следующих случаях:

а) если изгибающий момент, приложенный относительно продольной оси сварного шва, вызывает растяжение в корне сварного шва, см. Рисунок 4.9 а) СН РК EN 1993-1-8;

б) если растягивающее усилие, приложенное перпендикулярно продольной оси сварного шва, вызывает изгибающий момент, приводящий к возникновению растягивающего усилия в корне сварного шва, см. Рисунок 4.9 б) СН РК EN 1993-1-8.

8.2.10.3 При проектировании должны использоваться дополнительные инструкции по использованию угловых сварных швов или односторонних стыковых швов с неполным проплавлением с внецентренной нагрузкой, если они приведены в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-8.

### 8.2.11 Уголки, соединенные одной полкой

8.2.11.1 Пункт 8.2.11 СН РК EN 1993-2 основывается на Пункте 4.13(1) – 4.13(3) СН РК EN 1993-1-8 и Пунктах 8.2.11.2 – 8.2.11.4 настоящего пособия.

8.2.11.2 [4.13 (1) СН РК EN 1993-1-8] При креплении уголков одной полкой влияние эксцентриситета приложения усилия на уголок в сварном соединении внахлестку должно учитываться путем использования в расчетах эффективной площади поперечного сечения, рассматривая его центрально нагруженным.

8.2.11.3 [4.13 (2) СН РК EN 1993-1-8] Для равнополочных уголков и неравнополочных, прикрепленных широкой полкой, эффективную площадь сечения рекомендуется принимать равной площади сечения брутто.

8.2.11.4 [4.13 (3) СН РК EN 1993-1-8] При определении расчетной несущей способности по прочности поперечного сечения неравнополочного уголка,

прикрепленного меньшей полкой, эффективную площадь следует принять равной площади поперечного сечения брутто эквивалентного равнополочного уголка с шириной полки, равной ширине меньшей полки неравнополочного уголка, см. СН РК EN 1993-1-1. При определении несущей способности по устойчивости сжатого элемента (см. СН РК EN 1993-1-1), следует использовать фактическую площадь поперечного сечения брутто.

### **8.2.12 Сварка в зоне холодной штамповки**

8.2.12.1 Сварку в холодной зоне (см. Пункт 8.2.12 СН РК EN 1993-2) необходимо рассматривать в соответствии с Пунктом 4.14(1) СН РК EN 1993-1-8.

8.2.12.2 [4.14 (1) СН РК EN 1993-1-8] Сварку рекомендуется производить в пределах участков длиной  $5 \cdot t$  с каждой стороны холоднодеформированной зоны (см. Таблицу 4.2 СН РК EN 1993-1-8), при выполнении одного из следующих требований:

- а) холоднодеформированные зоны подвергнуты нормализации после холодного деформирования до начала сварочных работ;
- б) отношение  $r/t$  удовлетворяет значениям Таблицы 4.2 СН РК EN 1993-1-8.

### **8.2.13 Анализ соединений строительных конструкций из двутавровых профилей**

8.2.13.1 Методики моделирования и оценки прочности и жесткости соединений (узлов) в двутавровых профилях (см. Пункт 8.2.13 СН РК EN 1993-2) необходимо определять в соответствии с Главами 5 и 6 СН РК EN 1993-1-8 и Пунктами 8.2.13.2 – 8.2.13.3 данного пособия.

8.2.13.2 Изгибную возможность соединений необходимо включать в общий расчет там, где необходимо (см. Пункт 5.1 СН РК EN 1993-1-8). Для упругого расчета соединения классифицируются в соответствии с Таблицей 5.1 СН РК EN 1993-1-8:

- а) Шарнирные - номинально шарнирное соединение
- б) Жесткие - полностью жесткий узел между элементами
- в) Полужесткие - не полностью жесткие (у узла есть некоторая вращательная способность).

8.2.13.3 Большинство мостовых стыков будут жесткие, т.к. шарнирные и жесткие узлы легко смоделировать. Полужесткие узлы, однако, сложнее смоделировать, поскольку они должны быть включены в расчетную схему при использовании эластичных элементов. Полужесткие узлы для мостов не рекомендуются.

### **8.2.14 Соединения замкнутых профилей**

Область применения и расчет соединений замкнутых профилей (см. Пункт 8.2.14 СН РК EN 1993-2) требуется определять в соответствии с Главой 7 СН РК EN 1993-1-8. Следует учитывать правила из Раздела 7 для определения расчетной статической несущей способности плоских и пространственных узлов решетчатых конструкций из крупных квадратных и прямоугольных труб, а также плоских узлов решетчатых конструкций с

сочетанием труб и открытых профилей. Расчетные значения статической несущей способности узлов выражены через максимальные значения расчетной несущей способности стержней решетки по осевой силе и/или изгибающему моменту. Рассматриваемые типы узлов приведены на Рисунке 7.1. СН РК EN 1993-1-8. Виды отказов узлов сопряжения стержней решетки из круглых труб с поясом из круглых труб, виды отказов узлов сопряжения стержней решетки из прямоугольных труб с поясом из прямоугольных труб, и виды отказов узлов сопряжения стержней решетки из прямоугольных или круглых труб поясами из двутавров при действии осевой силы или изгибающего момента показаны на рисунках 7.2, 7.3, 7.4 СН РК EN 1993-1-8. Оценку усталостной прочности следует выполнять в соответствии с СН РК EN 1998-1-9.

#### ПРИМЕР 18 Расчет несущих сварных швов ребра жесткости.

Определить высоту сварного шва ребра жесткости и полки и сварного шва стенки и нижней полки.

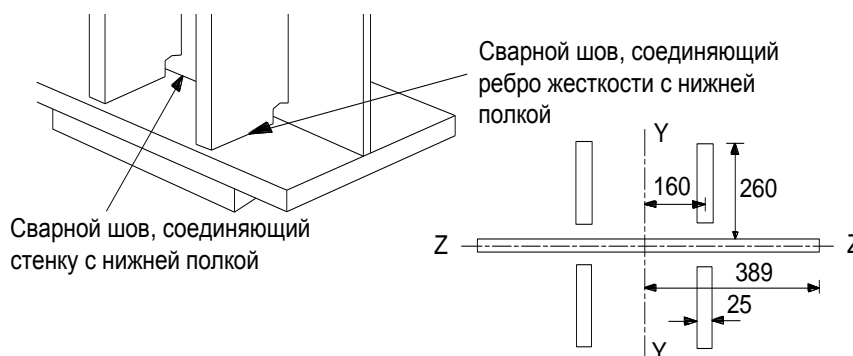


Рисунок 8.2 - Несущее ребро жесткости для Примера 18

Эффективное сечение несущей площади ребра жесткости (включая прорез для сварки на полке стенки) показаны на Рисунке 8.2. Ребра жесткости прикреплены к полке для полного контакта в соответствии с EN 1090-2, но полка не прикреплена к стенке. Характеристики несущего ребра жесткости:

$$\text{Площадь} = 37\,040 \text{ мм}^2,$$

$$I_{zz} = 5,83 \times 10^8 \text{ мм}^4,$$

$$I_{yy} = 1,33 \times 10^9 \text{ мм}^4.$$

Усилия в главной балке

Максимальная реакция в предельном состоянии по несущей способности,  $N_{Ed} = 5\,000 \text{ кН}$ .

Максимальная поперечная сила в предельном состоянии по несущей способности

$$V_{Ed} = 3\,000 \text{ кН}$$

Максимальный продольный эксцентриситет равен 50 мм.

Максимальный поперечный эксцентриситет равен 20 мм.

Упругий параметр градиента напряжения сдвига для нижнего пояса на стенку

$$A_z/I = 0,398 \times 10^{-3} \text{ мм}^{-1}.$$

Необходимо рассчитать сварные швы ребра жесткости к полке и стенке и к соединениям полок.

Сварной шов ребра жесткости и полки

Максимальное напряжение в ребре жесткости равно:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z} = \frac{5\,000 \times 10^3}{37\,040} + \frac{5\,000 \times 10^3 \times 160 \times 50}{1,33 \times 10^9} + \frac{5\,000 \times 10^3 \times 20 \times 260}{5,83 \times 10^8} =$$

$$= 135,0 + 30,1 + 44,6 = 209,7 \text{ МПа}.$$

Если угловые сварные швы помещены по обе стороны от выступающего ребра жесткости, сила в каждом сварном шве на единицу длины  $P_T$  равна:

$$P_T = \frac{209,7 \times 25}{2} = 2\,620 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Из Формулы (Раздел 4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8)

$$\frac{1}{a} \cdot \left[ \frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}},$$

где  $K = \sqrt{3/(1 + 2 \cos^2 \theta)}$ ,

$f_u = 490 \text{ МПа}$  (EN 10025);

$\beta_w = 0,9$  Таблица 4.1 СН РК EN 1993-1-8;

$\gamma_{M2} = 1,25$  Таблица 6.1 СН РК EN 1993-2;

$P_T = 2\,620 \text{ Н/мм}$ ;

$P_L = 0 \text{ Н/мм}$  (продольных усилий в сварном шве нет);

$\theta = 45^\circ$  ( $P_T$  приложенный вертикально), поэтому  $K = 1,225$ ;

$a$  – необходимую высоту сварного шва требуется определить из уравнения

$$\frac{1}{a} \times \left[ \frac{2\,620^2}{1,225^2} + 0 \right]^{0,5} = \frac{490}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25}.$$

Таким образом,  $a = 8,5 \text{ мм}$ . Принимается сварной шов с высотой 8,5 мм, то есть длиной полки равной 12 мм (уравнение не является критическим.)

Сварной шов стенки и нижней полки

Продольная поперечная сила на сварной шов:

$$P_L = \frac{3\,000 \times 10^3}{2} \times 0,398 \times 10^{-3} = 597 \text{ Н/мм}.$$

Поперечное напряжение в стенке равно:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z} = \frac{5\,000 \times 10^3}{37\,040} + \frac{5\,000 \times 10^3 \times 389 \times 50}{1,33 \times 10^9} + 0 = 135,0 + 73,1 + 0 =$$

$$= 208,1 \text{ МПа}.$$

Толщина стенки равна 20 мм, таким образом,  $P_T$  на единицу длины сварного шва равна:

$$P_T = \frac{208,1 \times 20}{2} = 2\,081 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$\frac{1}{a} \cdot \left[ \frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}},$$

$$\frac{1}{a} \times \left[ \frac{2\,081^2}{1,225^2} + 597^2 \right]^{0,5} = \frac{490}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25},$$

откуда  $a = 7,2 \text{ мм}$ , итак, принимается сварной шов с высотой 7,2 мм, то есть полкой в 11 мм.



## 9 ОЦЕНКА УСТАЛОСТИ

### 9.1 Общие положения

#### 9.1.1 Требования к оценке усталости

9.1.1.1 Согласно Пункту 9.1.1 СН РК EN 1993-2 оценку усталости необходимо производить для всех критических зон в соответствии с СН РК EN 1993-1-9.

9.1.1.2 [9.1.1(2)] Оценка усталости не применяется в отношении:

а) пешеходных мостов, мостов-трубопроводов или других мостов с преимущественно статической нагрузкой, если только такие мосты или их элементы не подвергаются колебаниям под воздействием ветровых нагрузок или пешеходов;

б) частей железнодорожных или автодорожных мостов, не подверженных воздействию нагрузки от транспортных средств или ветровой нагрузки, вызывающих колебания.

9.1.1.3 Оценка усталости требуется как в случаях, указанных выше, так и в случае если мосты подвержены колебаниям, вызванным вихревым возбуждением. Главная причина - срывы вихря, рассмотрено подробно в СН РК EN 1991-1-4.

9.1.1.4 Оценка усталости следует проводить в соответствии с СН РК EN 1993-1-9 и СН РК EN 1993-2.

9.1.1.5 В СН РК EN 1993-2 Пункт 9.1.2(2) выдвинуто требование учета СН РК EN 1993-1-9 для определения усталости элементов.

#### 9.1.2 Расчет автодорожных мостов на усталость

Согласно требованиям Пункта 9.1.2(1) СН РК EN 1993-2 необходимо все элементы автодорожного моста проверить на усталость, если обратное не обосновано статистикой или испытаниями. В Национальном приложении все конструктивные элементы воспринимающие циклические нагрузки должны проверяться на усталость. Порядок оценки усталости следует проводить в соответствии с Главой 9 СН РК EN 1993-2 и СН РК EN 1993-1-9.

#### 9.1.3 Расчет железнодорожных мостов на усталость

Согласно требованиям Пункта 9.1.3 СН РК EN 1993-2 на усталость необходимо проверять все конструкционные элементы железнодорожного моста, полный перечень которых (элементы мостовых сооружений и критических областей) приводится в Пункте 9.1.3(2) СН РК EN 1993-2).

### 9.2 Усталостное нагружение

9.2.1 Усталостное нагружение необходимо определять в соответствии с Пунктами 9.2.1 – 9.2.3 СН РК EN 1993-2 и с Пунктами 9.2.1 – 9.2.6 данного пособия.

9.2.2 Согласно требованиям СН РК EN 1993-2 Пункт 9.2.1 необходимо учитывать СН РК EN 1991-2 для определения моделей транспортной нагрузки и СН РК EN1991-1-4 для циклических нагрузок на гибкие элементы из-за ветровой нагрузки.

9.2.3 Для оценки усталости необходимо определить число циклов особого диапазона напряжений и размах напряжений в элементе и затем гарантировать, что стальной элемент может противостоять этому числу циклов напряжений, основанному на усталостной прочности (см. Пункт 9.6 данного пособия). Приведенный ниже пример 9-1 демонстрирует простую проверку на усталость с использованием данного принципа там, где есть только один диапазон размаха напряжений цикла.

9.2.4 Усталостную долговечность стальных элементов, подверженных переменным повторным напряжениям рекомендуется проверять с использованием правила линейного суммирования повреждений Майнера. Это правило формулируется следующим образом:

$$\sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1,0, \quad (9.1)$$

где  $n$  — число особых диапазонов напряжений;

$n_{Ei}$  — число циклов нагружений особого диапазона напряжений;

$N_{Ri}$  — число циклов нагружений до наступления усталостного разрушения в данном особом диапазоне напряжений.

Пример 20 демонстрирует использование правила линейного суммирования повреждений Майнера.

9.2.5 Для большинства мостов расчет усталостной долговечности — сложная процедура, потому что напряжения в каждом стальном элементе изменяются из-за случайного передвижения транспортных средств из спектра нагрузки. Оценку усталостной долговечности автодорожного или железнодорожного моста рекомендуется определять с использованием правила Майнера, если режим нагрузки известен в расчете. Расчет включает массу и количество транспортных средств разного типа, которые будут использовать каждую полосу для движения в течение его срока службы, и корреляцию нагрузок. СН РК EN 1993-2 Пункт 9.4.1(6) позволяет выполнять оценку усталости (со ссылкой на СН РК EN1991-1-2), но в большинстве случаев расчет будет сложным из-за большого количества различных транспортных средств, которые будут использовать мост во время его расчетного срока службы.

9.2.6 Согласно требованиям СН РК EN 1993-2 Пункт 9.2.2 и Пункт 9.2.3 рекомендуется использование упрощенных моделей усталостной нагрузки из СН РК EN 1991-2, для автодорожных и железнодорожных мостов для уменьшения сложности вычислений при оценке усталости. Предполагается, что одно транспортное средство (поезд) вызывает усталостное разрушение. Расчетные напряжения от транспортного средства тогда скорректированы коэффициентами, чтобы получить один диапазон напряжений, который, для 2 миллионов циклов, наносит тот же самый ущерб как фактическое движение во время полного срока службы. Это упрощение носит название «напряжение эквивалентного повреждения».

### 9.3 Частные коэффициенты безопасности для проверки усталости

Частный коэффициент безопасности для эквивалентных размахов напряжений циклов постоянной амплитуды для циклической нагрузки необходимо принять равным  $\gamma_{Ff}$ . Частный коэффициент безопасности для сопротивления усталости необходимо принять равным  $\gamma_{Mf}$ . Рекомендуемые значения принимаются по Таблице 3.1 СН РК EN 1993-1-9.

**Таблица 9.1 - Рекомендованные значения частных коэффициентов безопасности для сопротивления усталости**

Метод оценки	Последствия разрушения	
	Малые последствия	Большие последствия
Работоспособности при повреждениях	1,00	1,15
Безопасного ресурса	1,15	1,35

### 9.4 Амплитуда напряжений при усталости

#### 9.4.1 [9.4.1] Общие положения

9.4.1.1 Для упрощенного усталостного нагружения, указанного в Пункте 9.2.2 или Пункте 9.2.3 СН РК EN 1993-2, рекомендуется использовать следующий порядок определения расчетной амплитуды напряжений.

Максимальное напряжение  $\sigma_{p,max}$  и минимальное напряжение  $\sigma_{p,min}$  необходимо определять путем оценки сфер влияния.

Контрольная амплитуда напряжений  $\Delta\sigma_p$  для определения негативного воздействия напряжений определяется по формуле:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (9.2)$$

9.4.1.2 Негативное воздействие спектра амплитуды напряжений рекомендуется представлять эквивалентной амплитудой напряжений, связанной с циклом  $2 \times 10^6$ :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_p, \quad (9.3)$$

где  $\lambda$  —коэффициент эквивалентности негативного воздействия, определяемый в Пункте 9.5 данного пособия;

$\Phi_2$  —динамический коэффициент эквивалентного негативного воздействия.

9.4.1.3 Значение динамического коэффициента  $\Phi_2$  для железнодорожных мостов рекомендуется определять согласно СН РК EN 1991-2. Значение  $\Phi_2$  для автодорожных мостов рекомендуется принимать равным 1,0, поскольку оно включено в модель циклической нагрузки.

9.4.1.4 В качестве альтернативы спектры усталостного напряжения рекомендуется определять на основе оценки истории нагружения, как указано в СН РК EN 1991-2 (см. СН РК EN 1993-1-9).

## 9.4.2 Анализ усталости

9.4.2.1 По требованию Пункта 9.4.2.1(1) СН РК EN 1993-2 необходимо проведение анализа продольных ребер жесткости с использованием модели для несущих конструкций, или с применением упрощения (неразрезная балка на упругих опорах). Согласно требованиям Пункта 9.4.2.2(1) в расчете поперечных балок необходимо учитывать воздействия конструктивных вырезов.

9.4.2.2 При анализе модели для поперечных балок требуется учитывать ряд положений, сформулированных в пяти подпунктах Пункта 9.4.2.2 СН РК EN 1993-2 относительно соединений поперечных балок с поперечными ребрами жесткости, вклада в общую деформацию компонентов балок Виренделя, воздействия нагрузок от ребер жесткости на стенку, воздействие сдвига между плитой настила и стенкой поперечной балки на главные напряжения. В Пункте 9.4.2.2(3) и (4) приводятся формулы для определения простых напряжений в критических сечениях на Рисунке 9.4 СН РК EN 1993-2.

## 9.5 Порядок оценки усталости

### 9.5.1 Оценка усталости

9.5.1.1 Проверка усталости в СН РК EN 1993-2 Пункт 9.5.1(1) требуется согласно СН РК EN 1993-1-9 Пункт 8(1), и действительна, если выполнены условия (8.1) для размахов нормальных и касательных напряжений. Общие уравнения для оценки усталости в СН РК EN 1993-2 предполагают, что используется метод эквивалентного повреждения. Для нормальных и касательных размахов напряжений при усталостном нагружении необходимо проверить выполнение следующих условий.

а) Для нормальных напряжений:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.4)$$

б) Для касательных напряжений:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}, \quad (9.5)$$

где  $\Delta\sigma_{E2}$  и  $\Delta\tau_{E2}$  — усталостные эквивалентные размахи напряжения на базе  $2 \times 10^6$  циклов для касательных и нормальных напряжений соответственно.

$\Delta\sigma_c$  и  $\Delta\tau_c$  - размахи нормального и касательного напряжений циклов соответственно на базе  $2 \times 10^6$  циклов без появления усталостного разрушения. Они определяются категориями элементов Таблиц 8.1 — 8.10 СН РК EN 1993 - 1 - 9.

9.5.1.2 В случае суммарного воздействия касательных и нормальных напряжений необходимая проверка отсутствует в СН РК EN 1993-2. Данные строительные нормы не обеспечивает совместной проверки, в то время как СН РК EN 1993-1-9 в Пункте 8(2) требует проверки суммарного воздействия на основе критерия:

$$\left( \frac{\gamma_{MF} \cdot \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{MF} \cdot \gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c} \right)^5 \leq 1,0 \quad (9.6)$$

пока обратное не заявлено в Таблицах 8.8 и 8.9 СН РК EN 1993-1-9

### 9.5.2 Коэффициенты эквивалентности повреждения для автодорожных мостов

9.5.2.1 Согласно Пункту 9.5.2(1) СН РК EN 1993-2 необходимо определить коэффициент эквивалентности повреждения для автодорожных мостов с пролетом до 80 м.:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4, \quad \text{но } \lambda \leq \lambda_{max}, \quad (9.7)$$

где  $\lambda_1$  — коэффициент негативного воздействия транспорта, который зависит от длины линии влияния;

$\lambda_2$  — коэффициент интенсивности движения транспорта;

$\lambda_3$  — коэффициент расчетного срока службы моста;

$\lambda_4$  — коэффициент движения транспорта по другим полосам;

$\lambda_{max}$  — максимальное значение  $\lambda$  с учетом предела усталости.

9.5.2.2 В Пункте 9.5.2(2) – 9.5.2(7) СН РК 1993-2 приведены требования к процедурам расчета, табличного и графического определения коэффициентов  $\lambda_1$ –  $\lambda_4$ ,  $\lambda_{max}$  для автодорожных мостов. В частности, коэффициент  $\lambda_{max}$  необходимо определять на основе соответствующего спектра усталостного напряжения графически, с помощью Рисунка 9.6, Подпункта 9.5.2(7) СН РК EN 1993-2, в зависимости от длины пролета  $L$ .

### 9.5.3 Коэффициенты эквивалентности повреждения для железнодорожных мостов

Коэффициент эквивалентности повреждения  $\lambda$  для железнодорожных мостов следует определять аналогичным способом, как и для автодорожных мостов. Для пролетов до 100 м. указанный коэффициент определяется следующим образом:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4, \quad \text{но } \lambda \leq \lambda_{max}, \quad (9.8)$$

где  $\lambda_1$  — коэффициент для различных типов балок, который учитывает эффект повреждения из-за движения транспорта и зависит от длины критической линии влияния. Его значение рекомендуется определять по Таблице 9.3 или 9.4 СН РК EN 1993-2 Пункт 9.5.3(2) или по Национальному Приложению;

$\lambda_2$  — коэффициент интенсивности движения транспорта, определяется Таблицей 9.5 Пункта 9.5.3(5) СН РК EN 1993-2;

$\lambda_3$  — коэффициент расчетного срока службы моста. Значения  $\lambda_3$  принимаются по Таблице 9.6 Пункта 9.5.3(6) СН РК EN 1993-2;

$\lambda_4$  — коэффициент, который учитывает дополнительное усталостное разрушение, если нагрузка более одного рельсового полотна. Значения  $\lambda_4$  приведены в Таблице 9.7 Пункта 9.5.3(7) СН РК EN 1993-2;

$\lambda_{max} = 1,4$  — из СН РК EN 1993-2 Пункт 9.5.3(9).

### 9.5.4 Комбинация неблагоприятных воздействий от местных и глобальных диапазонов напряжения

Глобальные и местные эффекты на стальные листы настила от местных давлений колес, должны учитываться при вычислении  $\Delta\sigma_{E2}$ . Воздействия эффектов местной и глобальной нагрузки существенны, когда смежны с поперечными балками и

диафрагмами, где давления колес вызывают дополнительные местные отрицательные прогибы. Следует применять Формулу (9.16) СН РК EN 1993-2 Пункт 9.5.4(1) для учета комбинированного взаимодействия, где эквивалентное повреждение от циклических напряжений определено отдельно для глобальных и местных воздействий и затем суммируется для вычисления полного повреждения.

## 9.6 Усталостная прочность

Согласно Пункту 9.6 СН РК EN 1993-2, который основывается на СН РК EN 1993-1-9, необходимо вычислить усталостную прочность мостов. Пункт 7.1 СН РК EN 1993-1-9 описывает предел выносливости номинальных размахов напряжений сериями кривых S-N, которые соответствуют типовым категориям элементов. Для критических участков стального настила должны применяться категории оценки усталости приведенные в Таблице 9.8 СН РК EN 1993-2.

ПРИМЕР 19 Использование основной кривой усталости S-N из СН РК EN 1993-1-9

Проверить условие усталостной прочности полки сварной балки.

Полка сварной стальной балки классифицируется как «Категория Детали 125» по СН РК EN 1993-1-9. Элемент находится под воздействием  $5 \times 10^5$  циклов с размахом напряжений 200 МПа. Для данного примера,  $\gamma_{Mf} = 1,15$  и  $\gamma_{Ff} = 1,0$ .

Условие проверки усталостной прочности следующие.

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}},$$

где  $\Delta\sigma = 200$  МПа.

Размах напряжений  $\Delta\sigma_R$  должен быть взят из категории детали 125 кривых S-N из СН РК EN 1993-1-9 (как показано на Рисунке 9.3) или получен из выражений в 7.1 (2) СН РК EN 1993-1-9

$$\Delta\sigma_R^3 \cdot N_R = \Delta\sigma_C^3 \times 2 \times 10^6,$$

или

$$\Delta\sigma_R^3 \cdot N_R = 125^3 \times 2 \times 10^6,$$

где  $N_R = 500\,000$ .

Отсюда

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_R &= \sqrt[3]{\frac{125^3 \times 2 \times 10^6}{500\,000}} = 198 \text{ МПа}, \\ \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}} &= \frac{198}{1,15} = 172 \text{ МПа}, \\ \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma &= 1,0 \times 200 = 200 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Тогда

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma > \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}},$$

таким образом, усталостная прочность не является обеспеченной.

Полка нуждается в коррекции для уменьшения размаха напряжений за цикл до 172 МПа.

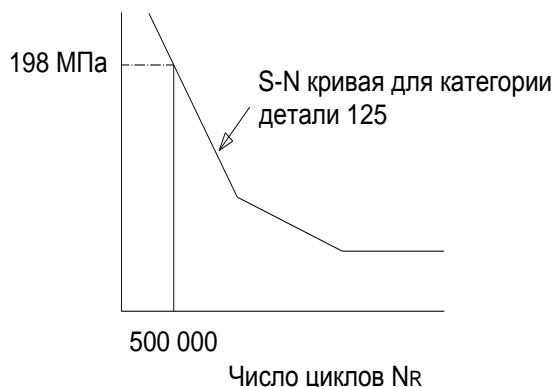


Рисунок 9.3 - S-N кривая для категории детали 125

**ПРИМЕР 20** Оценка усталости с использованием правила суммирования повреждений Пальмгрена-Майнера из Приложения А СН РК EN 1993-1-9.

Усталостное поведение сварной детали конструкции временного моста может быть представлено кривой S-N, соответствующей категории детали 36 из графиков Рисунок 7.1 СН РК EN 1993-1-9. Временный мост запроектирован для типовых транспортных средств массой 1, 2 и 5 тонн. Размах напряжений в сварных деталях под каждым из транспортных средств следующий:

Транспортное средство весом 1-тонна имеет размах цикла напряжений 20 МПа, транспортное средство весом 2-тонны – 40 МПа, транспортное средство весом 5-тонн – 100 МПа.

Паром перевозит в среднем 50 транспортных средств. Соотношение по нагрузкам: 1-тонные транспортные средства 70%, 2-тонные – 28%, 5-тонные – 2%. Временный мост используется с данной 100% нагрузкой два раза в день. Только одно транспортное средство может занять временный мост в каждый момент времени.

Проектная долговечность – 40 лет. Принимаются  $\gamma_{Ff} = 1,0$  и  $\gamma_{Mf} = 1,15$ .

Повреждение  $D_d$  в течение проектной долговечности согласно правилу суммирования (накопление) повреждения Пальмгрена-Майнера из Приложения А СН РК EN 1993-1-9 должно удовлетворять критериям (А.1) и (А.2)

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1,0,$$

Число циклов до отказа по каждой нагрузке от транспортных средств получено из кривых S-N для Категории Детали 36 на Рисунке 9.4.

Постоянная амплитуда предела выносливости,  $\Delta\sigma_D$ , случается при количестве циклов равном 5 миллионам. Поэтому  $\Delta\sigma_D^3 \cdot N_R = \Delta\sigma_C^3 \times 2 \times 10^6$  или  $\Delta\sigma_D^3 \times 5 \times 10^6 = 36^3 \times 2 \times 10^6$  и  $\Delta\sigma_D = 26,5$  МПа.

Размахи 100 МПа и 40 МПа циклов напряжений, приносят повреждения выше постоянной амплитуды предела выносливости  $\Delta\sigma_R^3 \cdot N_R = 36^3 \times 2 \times 10^6$ , в то время как 20 МПа циклов напряжений приносят повреждения ниже постоянного предела выносливости амплитуды согласно  $\Delta\sigma_R^5 \cdot N_R = 26,5^5 \times 5 \times 10^6$ .

Итак, число циклов нагружения до отказа по каждой нагрузке:

- транспортное средство весом 1-тонна (20 МПа) равно  $2,05 \times 10^7$ ,
- транспортное средство весом 2-тонна (40 МПа) равно  $1,458 \times 10^6$ ,
- транспортное средство весом 5-тонн (100 МПа) равно  $9,331 \times 10^4$ .

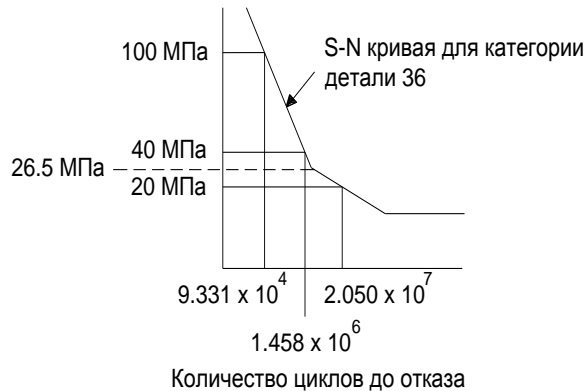


Рисунок 9.4 - S-N кривая для Категории Детали 36

Следующий шаг – вычислить число циклов нагрузки для каждого типа транспортного средства по сроку службы.

Количество транспортных средств в течении 40-летнего срока службы составляет величину  
 2 раза в день  $\times$  50 транспортных средств  $\times$  365 дней в году  $\times$  40 лет  
 $= 1,460 \times 10^6$  транспортных средств.

Количество 1-тонных транспортных средств составляет 70%

$1,460 \times 10^6 \times 0,7 = 1,022 \times 10^6$  транспортных средств ,

количество 2-тонных транспортных средств составляет 28%

$1,460 \times 10^6 \times 0,28 = 4,088 \times 10^5$  транспортных средств,

количество 5-тонных транспортных средств составляет 2%

$1,460 \times 10^6 \times 0,02 = 2,920 \times 10^4$  транспортных средств.

Принимая правило Пальгрема-Майнера получаем:

$$\sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} = \frac{n_{1\text{тонна}} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_{1\text{тонна}}} + \frac{n_{2\text{тонны}} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_{2\text{тонны}}} + \frac{n_{5\text{тонн}} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_{5\text{тонн}}} =$$

$$= \frac{1,022 \times 10^6 \times 1,15 \times 1,0}{2,05 \times 10^7} + \frac{4,088 \times 10^5 \times 1,15 \times 1,0}{1,458 \times 10^6} + \frac{2,92 \times 10^4 \times 1,15 \times 1,0}{9,331 \times 10^4} =$$

$$= 0,057 + 0,322 + 0,360 = 0,74 < 1,0 ,$$

таким образом, усталостная долговечность является обеспеченной.

**ПРИМЕР 21** Вычисление коэффициент интенсивности движения транспорта  $\lambda_2$  для автодорожного моста

Коэффициент  $\lambda_2$  определяется для автодорожного моста, с использованием спектра транспортного средства, указанного в таблице.

Ближний к обочине ряд несет 500 000 транспортных средств ежегодно. Используя Таблицу 4.5 СН РК EN 1991-2.



Масса (кН), $Q_i$	Количество транспортных средств, $n_i$ (миллион)	$n_i Q_i^5$
3680	10	$6.749 \times 10^{18}$
1520	30	$2.434 \times 10^{17}$
1610	20	$2.164 \times 10^{17}$
750	40	$9.492 \times 10^{15}$
1310	30	$1.157 \times 10^{17}$
680	70	$1.018 \times 10^{16}$
Масса (кН), $Q_i$	Количество транспортных средств, $n_i$ (миллион)	$n_i Q_i^5$
790	20	$6.154 \times 10^{15}$
630	280	$2.779 \times 10^{16}$
360	14500	$8.768 \times 10^{16}$
250	15000	$1.465 \times 10^{16}$
335	90000	$3.797 \times 10^{17}$
260	90000	$1.069 \times 10^{17}$
145	90000	$5.769 \times 10^{15}$
280	15000	$2.582 \times 10^{16}$
240	15000	$1.194 \times 10^{16}$
120	15000	$3.732 \times 10^{14}$
215	30000	$1.378 \times 10^{16}$
140	30000	$1.613 \times 10^{15}$
90	30000	$1.771 \times 10^{14}$
240	15000	$1.194 \times 10^{16}$
195	15000	$4.229 \times 10^{15}$
120	15000	$3.732 \times 10^{14}$
135	170000	$7.623 \times 10^{15}$
65	170000	$1.972 \times 10^{14}$
30	180000	$4.374 \times 10^{12}$
$1.000 \times 10^6$		$8.051 \times 10^{18}$

Из Пункта 9.5.2 (3) СН РК EN 1993-2:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i \cdot Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5} = \left( \frac{8,051 \times 10^{18}}{1,000 \times 10^6} \right)^{1/5} = 381,2 \text{ кН},$$

$$N_{Obs} = 0,5 \times 10^6,$$

$$N_0 = 0,5 \times 10^6.$$

$Q_0 = 480$  кН (масса модели нагрузки № 3).

Тогда

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} = \frac{381,2}{480} \times \left( \frac{0,5 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \right)^{1/5} = 0,794.$$

Следует отметить, что самое тяжелое транспортное средство сильнее всех влияет на коэффициент  $\lambda_2$ .

Это не значит, что это транспортное средство обязательно вызвало бы большую часть усталостного повреждения, поскольку масса оси и интервал могут быть более важными.

## **10 ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА ОСНОВЕ ИСПЫТАНИЙ**

### **10.1 Общие положения**

Если необходимы испытания для проверки расчетной несущей способности элементов моста, необходимо использовать требования Приложения Г СН РК EN 1990.

### **10.2 Типы испытаний**

Пункт 10.2 СН РК EN 1993-2 разделяет испытания на два различных типа. Первый тип включает испытания для определения расчетной несущей способности или параметров для последующего использования в расчетах. Второй тип включает испытания для проверки значения расчетной несущей способности или параметров, принятых в вычислениях. Данный пункт, по существу, повторяет требования Пункта Г.3 Приложения Г СН РК EN 1990.

### **10.3 Контроль аэродинамического воздействия на мосты при испытаниях**

10.3.1 Если аэродинамическое поведение моста не может быть проверено расчетом, или применение полученных результатов не обеспечивает достаточной уверенности в конструктивной безопасности, должны быть выполнены испытания. Пункт 10.3 СН РК EN 1993-2 требует проведения испытаний в аэродинамической трубе для определения аэродинамики стальных мостов приемлемой в предельных состояниях по несущей способности и предельных состояниях по пригодности к нормальной эксплуатации. Рекомендуется, чтобы была проведена консультация со специалистами по проведению испытаний в аэродинамической трубе для гарантии необходимости испытаний и того, что результаты испытаний интерпретируются правильно.

10.3.2 Любые потенциально возможные изменения сечений (включая обледенение и конденсат на тросах) требуется учитывать при проведении испытаний.

**Приложение А**  
*(информационное)*

**Технические характеристики опорных частей**

Приложение не является специфичным для стальных мостов. Данное приложение должно быть перенесено в НТП СН РК EN 1990. Данное приложение в этом пособии не комментируется.

**Приложение Б**  
*(информационное)*

**Технические описания для компенсационных соединений для автодорожных  
мостов**

Приложение не является специфичным для стальных мостов. Данное приложение должно быть перенесено в НТП СН РК EN 1990. Данное приложение в этом пособии не комментируется.

**Приложение В**  
(информационное)

**Рекомендации по конструированию мостовых настилов стальных мостов**

**В.1. Автодорожные мосты**

**В.1.1 Общие положения**

Приложение дает рекомендации по конструированию ортотропных (ортогонально анизотропных) стальных настилов. Оно не охватывает настилы с промежуточными поперечными ребрами жесткости между траверсами или диафрагмами, хотя делает ссылку в таких случаях. Рекомендации в Приложении В справочные и поэтому при проектировании есть возможность пользоваться другими источниками. Рекомендации в данном приложении нацелены на проектирование стойкого к усталостным нагрузкам настила без применения расчетов. Стальные ортотропные настилы потенциально восприимчивы к усталостному разрушению, в данном пособии рекомендуется, чтобы проверки на усталость всегда выполнялись на ортотропных настилах, даже если данное приложение этого не требует. В любом случае требуется, чтобы поперечные балки, сварные швы между ребрами жесткости и поперечными балками были проверены на усталость.

**В.1.2 Плиты мостового настила**

В.1.2.1 Пункты В.1.2.1 - В.1.2.4 данного пособия предоставляют руководящие принципы по толщине листа настила, интервалу ребер жесткости и минимальной жесткости продольных ребер жесткости (см. СН РК EN 1993-2 Пункт С.1.2). Усталостное разрушение в листе настила, и особенно в сварке между ребром жесткости и основным листом, возникает преимущественно из-за местных давлений колеса.

В.1.2.2 Напряжения выше предела усталости также являются результатом сдвига и изгиба пролета ребер жесткости между траверсами и местными напряжениями в месте соединения ребер жесткости и стенок траверс, поддерживающих ребра жесткости.

В.1.2.3 Восприимчивость настила к усталости зависит от ряда факторов:

- а) толщины листа настила
- б) пролета листа настила между стенками ребер жесткости
- в) толщины ребра жесткости
- г) сварного шва между листом настила и ребром жесткости.

В.1.2.4 СН РК EN 1993-2 Пункт С.1.2.2(1) Примечание 2 требуется рассматривать с некоторым предостережением. Примечание 2 допускает что, когда различные рекомендации для толщины листа настила, интервала ребер жесткости и толщины ребра жесткости удовлетворены, изгибающие моменты в листе настила не должны проверяться. Так как большинство стальных ортотропных настилов подвержены силам от глобального поведения моста, лист настила и ребра жесткости должны быть проверены на комбинации

глобальных и местных усилий. В любом случае, рекомендуется, чтобы все элементы были проверены на усталость, несмотря на требования и рекомендации Приложения В.

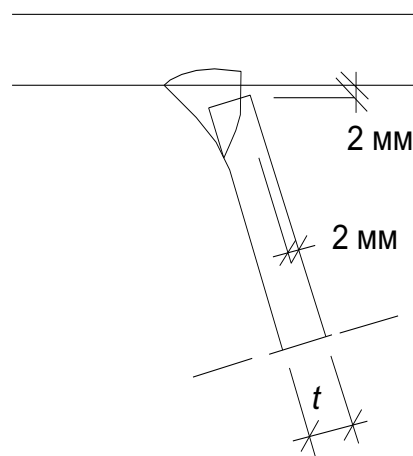
В.1.2.5 Пункты С.1.2.1 - С.1.2.4 Приложения С СН РК EN 1993-2 определяют руководящие принципы для определения толщины плит мостового настила, минимальной жесткости ребер жесткости и проектирования сварных швов, соединяющих продольные ребра жесткости с листом настила и поперечными балками.

### В.1.3 Ребра жесткости

В.1.3.1 Согласно данному Пункту Приложения С СН РК EN 1993-2 допускается определять воздействия усталости и типы ребер жесткости, а также требования к соединениям ребер жесткости с плитами мостового настила (см. Пункт В.1.3.3), к соединениям ребра жесткости с ребром жесткости (см. Пункт В.1.3.4), к соединениям ребер жесткости и стенок поперечных балок (см. Пункт В.1.3.5) к вырезам в стенках поперечных балок (см. Пункт В.1.3.5.2), к ребрам жесткости, установленным между поперечными балками (см. Пункт В.1.3.5.3), к плоским ребрам жесткости, изготовленным из листового материала (см. Пункт В.1.3.5.4).

В.1.3.2 Соединение ребер жесткости с плитами мостового настила.

СН РК EN 1993-2 Пункт В.1.3.3(1) требует: «Ребра жесткости с закрытым сечением: сварной шов под проезжей частью между ребрами жесткости и плитами мостового настила должен быть стыковым». Проектировщик должен руководствоваться Таблицей В.4(3) и (4), где можно заметить, что ссылка Пункта В.1.3.3(1) на «сварной шов» фактически обращается к сварному шву с неполным проваром с высотой сварного шва, по крайней мере, столь же большой как толщина ребра жесткости и максимум 2-миллиметровым непроваром в задней части ребра жесткости. Ситуация показана на Рисунке В -2. Данный промежуток, по-видимому, является чрезмерным. СН РК EN 1993-2 Таблица В.4(5) позволяет определять угловые сварные швы, где продольные ребра жесткости находятся вне проезжей части. В данном случае нет существенной усталостной нагрузки от местной нагрузки от колес, и размер сварных швов рекомендуется определять из рассмотрения только статической нагрузки.



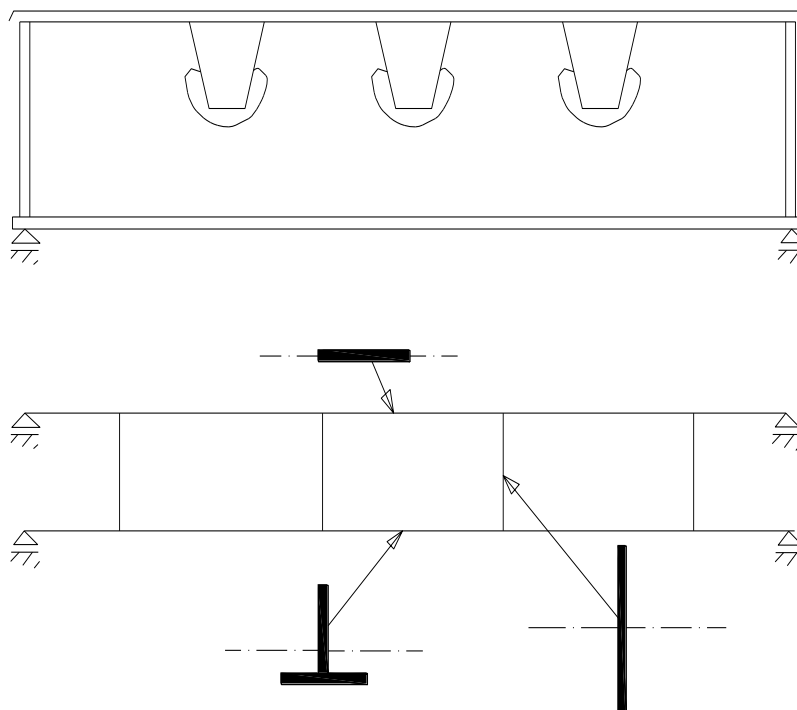
**Рисунок В-1 - Типичная сварка между закрытым ребром жесткости и листом настила как рекомендуется в СН РК EN 1993-2 Приложение С**

### В.1.3.3 Соединение ребер жесткости и стенок поперечных балок.

СН РК EN 1993-2 Пункт В.1.3.5 предоставляет большое количество информации по конструированию продольных соединений ребер жесткости и поперечных балок, но без определения размеров сварных швов. Продольные ребра жесткости необходимо проектировать для худшего случая статических и усталостных воздействий, используя расчет, который принимает во внимание эффекты, перечисленные в СН РК EN 1993-2 Пункт В.1.3.5.1.

### В.1.4 Поперечные балки

СН РК EN 1993-2 Пункт С.1.4 дает рекомендации для конструирования поперечных балок. Подробные проверки на усталость необходимо проводить во всех элементах. Дальнейшее руководство для проверки на усталость поперечных балок дано в СН РК EN 1993-2 Пункт 9.4.2.2. Поперечные балки имеют тенденцию действовать как рамы Веренделя из-за присутствия вырезов. При вычислении напряжений в поперечных балках необходимо рассмотреть рамы Веренделя, подходящая модель которых показана на Рисунке В-5. Верхний элемент включает примыкающую ширину листа настила, действуя относительно оси перпендикулярной главной, а нижний элемент включает нижний пояс поперечной балки и примыкающую стенку до уровня низа выреза. Каждый вертикальный элемент включает ширину стенки поперечной балки, равной расстоянию между вырезами, действующими относительно его главной оси.



**Рисунок В-2 - Моделирование плоской рамы поперечной балки с учетом воздействия Веренделя вокруг вырезов**

**В.2 Железнодорожные мосты**

СН РК EN 1993-2 Пункт С.2 дает подобные рекомендации для проектирования стальных ортотропных настилов на железнодорожных мостах. Так как СН РК EN 1993-2 Пункт 9.1.2 требует проверок на усталость для всех главных ортотропных элементов настила, рекомендации могут быть расценены как пособие только к удачному конструированию. Необходимо выполнять требования изготовления для всех деталей в Таблице С.4, поскольку, таким образом, достигается соответствие классификации по усталости из СН РК EN 1993-1-9.



## Приложение Г (информационное)

### Расчетные длины при оценке устойчивости элементов в мостах и допуски для геометрических несовершенств

#### Г.1 Общие положения

Г.1.1 Как рассмотрено ранее в данном пособии, эффекты второго порядка ( $P - \Delta$ ) в сжатых элементах рекомендуется рассчитывать при помощи расчетных длин вместе с формулами по несущей способности элементов или при помощи расчета второго порядка с начальными несовершенствами, включенными в конструктивную модель. СН РК EN 1993-2 Приложение D предоставляет полезные методы для вычисления расчетных длин для элементов фермы (включая сжатые пояса) и арки.

Г.1.2 Расчетные длины необходимо рассчитывать по формуле:

$$l_k = \beta \cdot L. \quad (\text{Г.1})$$

где  $\beta$  — коэффициент длины продольного изгиба;

$L$  - справочная длина, обычно равная фактической длине элемента между закреплениями, кроме случая арки.

(Термины  $L_{cr}$  и  $I_k$  использованы в СН РК EN 1993-2 для расчетных длин.)

#### Г.2 Фермы

##### Г.2.1 Вертикальные и диагональные элементы с заделанными концами

Рекомендуемые расчетные длины для элементов между поясами фермы (без связей элементов) следует принимать по СН РК EN 1993-2 Пункт Г.2.1(1) как  $0,9L$  для устойчивости в плоскости и  $1,0L$  для устойчивости из плоскости. Устойчивость в плоскости влияет на изгиб поясов. Данное свойство обеспечивает некоторое сопротивление вращению, таким образом, расчетная длина меньше, чем для шарнирных условий. Для устойчивости из плоскости изгибная жесткость обеспечена жесткостью скручивания поясов, которая, для открытых сечений, является обычно небольшой. Применение фасонки в соединениях уменьшает жесткость в концах. Закрепление концов, как предполагается, приближается к шарнирным условиям.

##### Г.2.2 Вертикальные элементы, являющиеся частью рамы

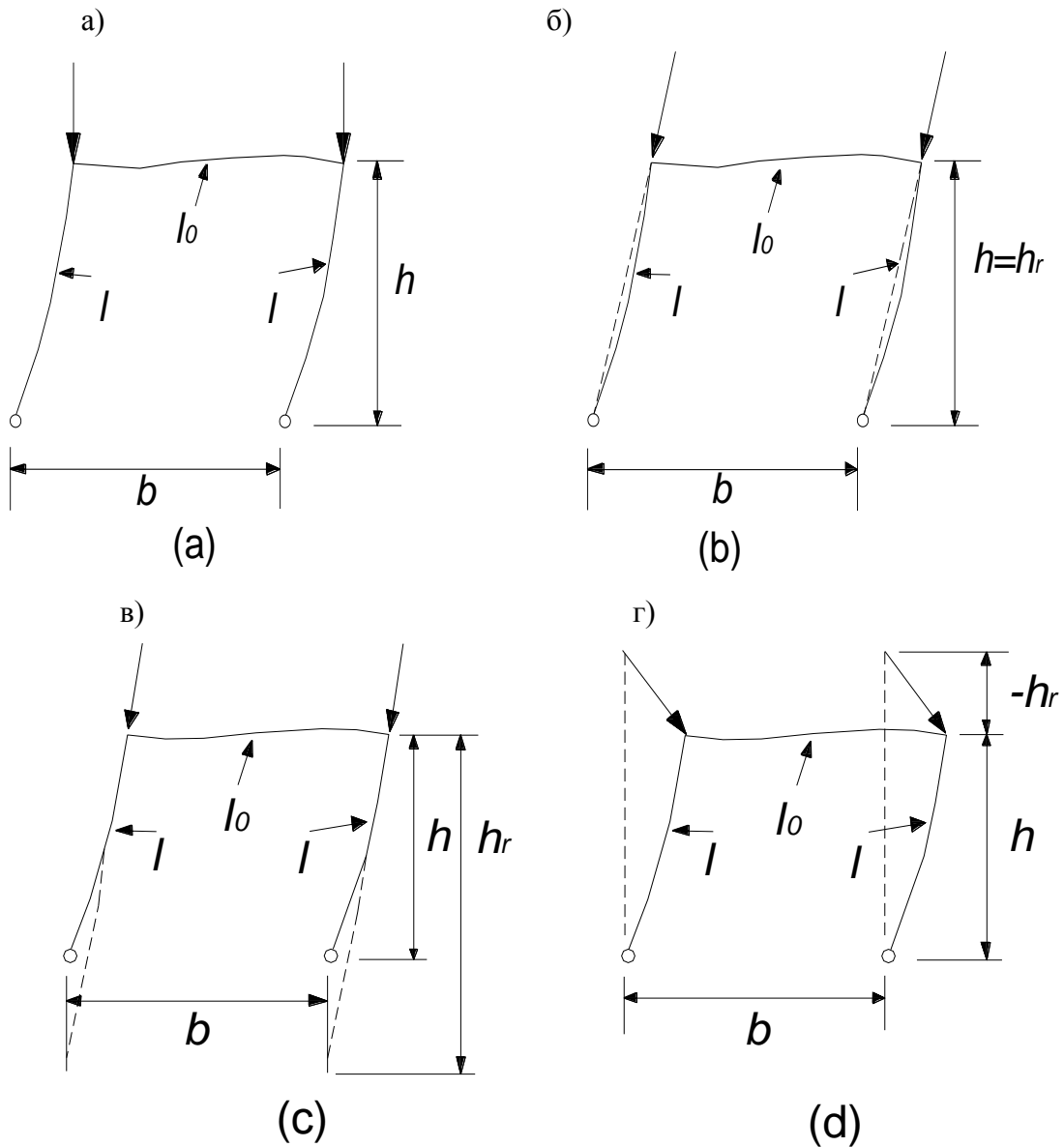
Г.2.2.1 Расчетные длины для вертикальных элементов рам (коэффициенты длины продольного изгиба) следует принимать в соответствии с СН РК EN 1993-2 Таблица Г.1.

Г.2.2.2 Заданная точка, через которую действует нагрузка, определена высотой  $h_r$  как показано на Рисунке Г.1 для рамы с шарнирным основанием. Рисунок Г.1 иллюстрирует некоторые из различных возможностей поведения элементов с расчетной

длиной в зависимости от отношения  $h/h_r$  и параметра относительной жесткости полков  $\eta = E \cdot I \cdot b / (E_0 \cdot I_0 \cdot h)$ .

Г.2.2.3 Два особых случая:

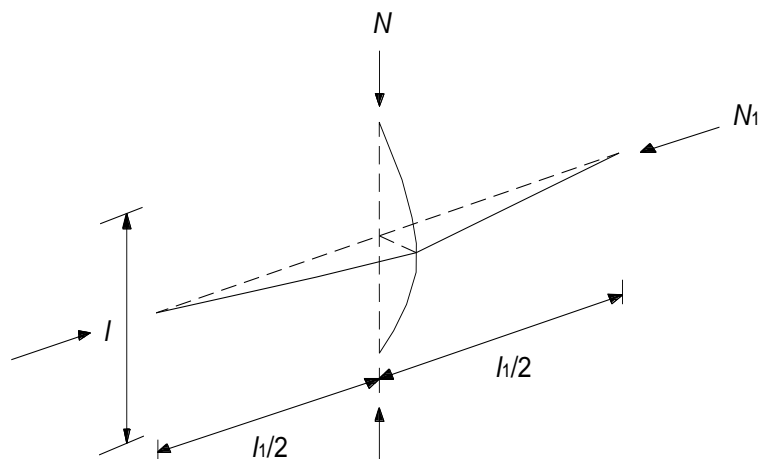
а) Нагрузка, остающаяся вертикальной, но способна свободно перемещаться со всей конструкцией. Это - наиболее распространенный случай, так как нет точки фиксации, через которую действует нагрузка; величина  $h_r$  бесконечна и  $h/h_r = 0$ .



а) вертикальная нагрузка, свободно перемещается

$h/h_r = 0$ ; б) нагрузка всегда направлена к основанию:  $h/h_r = 1$ ; в) нагрузка направлена к точке ниже основания:  $0 < h/h_r < 1$ ; г) нагрузка направлена в точку, далекую от основания:  $h/h_r < 0$

**Рисунок Г.1 – Примечание использованное в СН РК EN 1993-2 Таблица D.1 для расчетных длин рам**



**Рисунок Г.2 – Потеря устойчивости при сжатии в соединенных элементах**

б) Нагрузка всегда направлена к основанию, так что  $h/h_r = 1.0$ . Это может произойти, когда нагрузка прикладывается от канатов, примыкающих к верхним углам рамы.

Г.2.2.4 Для жесткого горизонтального элемента, такого, что  $\eta = 0$ , и шарнирные стойки как на Рисунке Г.1, случай (а) дает расчетную длину  $2h$  из СН РК EN 1993-2 Таблица D.1. Точно так же для жесткого горизонтального элемента, случай (б) дает расчетную длину  $h$  из СН РК EN 1993-2 Таблица D.1.

### Г.2.3 Устойчивость из плоскости диагоналей

Расчетные длины изгиба для множества различных конфигураций пересекающихся элементы, представленные в Таблице D.2 СН РК EN 1993-2, следует рассчитывать в соответствии с данным пунктом. Ключевая роль пересекающихся элементов состоит в том, что расчетную длину сжатого элемента допускается уменьшить присутствием растянутого элемента в соединении, но она может быть увеличена сжатым элементом.

### Г.2.4 Сжатые пояса мостов без верхних горизонтальных связей

Г.2.4.1 Сжатые пояса ферм рекомендуется проверять на устойчивость, используя модель балки на упругом основании. СН РК EN 1993-2 Таблица Г.3 определяет соответствующую дискретную пружинную жесткость для U-образных рам, состоящих из ферм, где соответствующая жесткость боковых опор  $C_d$  ферм без стоек находится по формуле:

$$C_d = \frac{E \cdot I_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b_q I_v}{2 \cdot I_q}}; \quad (\text{Г.2})$$

Г.2.4.2 Этот случай также распространяется на П-образные рамы, такие как в стальных и сталежелезобетонных мостах, где жесткость поперечины основана на

изгибной жесткости плиты настила. Для большого количества связанных балок крепление к внутренним балкам рекомендуется получать, заменяя  $2I_q$  на  $3I_q$  в выражении для  $C_d$ . Свойства сечения для ребер жесткости должны быть получены, используя примыкающую ширину стенки балки в соответствии с СН РК EN 1993-1-5, см. Рисунок 9.1 (ширина ребра жесткости плюс  $30 \cdot \varepsilon \cdot t_w$ ).

Г.2.4.3 Формула Пункта Г.2.4.1 и другие в Таблице D.3 СН РК EN 1993-2 не учитывают допуска на гибкость узлов. Гибкость узлов может значительно уменьшить эффективность U-образных рам. Если узел «полужесткий» согласно СН РК EN 1993-1-8 Пункт 5.2.2, эффект вращательной гибкости узла,  $S_j$ , должен быть определен из СН РК EN 1993-1-8 Пункт 6.3 и включен в вычисление  $C_d$ . Данное правило относится к соединениям, сделанным через неукрепленные концевые пластины, которые не следует использовать для мостов.

### Г.3 Арочные мосты

#### Г.3.1 Общие положения

Расчетные длины для устойчивости в плоскости и из плоскости для жестких опор следует рассчитывать в соответствии с СН РК EN 1993-2 Пункт Г.3.1. Предположение о жесткости очень важно, поскольку гибкость основания позволит арке растягиваться и сплющиваться при нагрузке на арку, как показано на Рисунке Г-3. Сплющивание арки даст начало увеличению сжатия арки и возникновению изгибающих моментов, которые, в свою очередь, увеличат расчетную длину. Данный эффект является более критическим в плоских арках с малым отношением  $f/l$ .

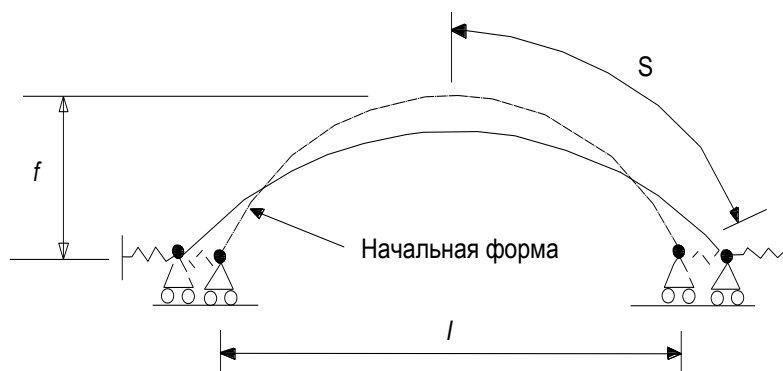
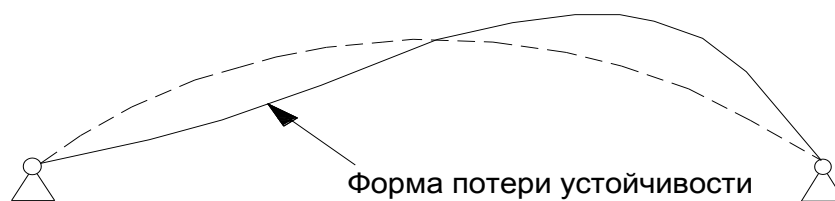


Рисунок Г.3 - Сплющивание арки из-за смещения опор

#### Г.3.2 Устойчивость в плоскости

Г.3.2.1 Коэффициенты расчетной длины для круглых, параболических и цепных арок с различным опиранием и условиями в своде следует определять по СН РК EN 1993-2 Таблице Г.4 для жестких опор, которые не могут перемещаться обособленно.



**Рисунок Г.4 – Асимметричная форма потери устойчивости арки в плоскости**

Г.3.2.2 Расчетная длина должна вычисляться по формуле:

$$L_{cr} = \beta \cdot s \quad (\text{Г.3})$$

и, из СН РК EN 1993-2 Пункта D.3.1(2), критическая сила при потере устойчивости, измеренная в опорах под данным случаем загрузки равняется:

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta \cdot s} \right)^2 \cdot E \cdot I_y, \quad (\text{Г.4})$$

где  $N_{cr}$  — относится к силе, действующей на опорах;

$s$  — половина длины арки как показано на Рисунке Г-3;

$E \cdot I_y$  — жесткость при изгибе арки в плоскости;

$\beta$  — коэффициент длины продольного изгиба.

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

Расчетную длину или критическую силу рекомендуется использовать в проверках устойчивости элементов по СН РК EN 1993-2 Пункт 6.3.1. Там, где поперечное сечение арки не постоянно, должно использоваться или консервативное значение  $EI_y$  (самое маленькое значение в средней трети полудлины волны устойчивости), или упругая критическая сила должна быть получена из упругого критического расчета устойчивости на компьютере.

Г.3.2.3 Самая низшая форма устойчивости в плоскости - асимметричная форма как показано на Рисунке Г-4. Для арок с шарниром в вершине симметрическая форма потери устойчивости может быть самой низшей формой.

Г.3.2.4 Там, где опоры не жесткие относительно поперечного смещения (или, по крайней мере, жестки по сравнению с аркой), и опоры могут значительно сместиться обособленно, СН РК EN 1993-2 Таблица Г.4 неправильно определяет расчетные длины. (Упругий критический расчет устойчивости с жесткими опорами также даст неверную расчетную длину.) Это будет проблемой для арок с небольшим отношением,  $f/l$ . В данной ситуации необходимо рассмотреть возможное увеличение в сжатии арки и изгибающих моментов от растяжения и сокращения арки при сжатии.

Г.3.2.5 Длины устойчивости для мостовых арок с подвесами следует брать из СН РК EN 1993-2, см. Рисунок Г.4. Отношение высоты к пролету не менее 0.1.

Г.3.2.6 Потеря устойчивости прощелкиванием.

Многие программы выполняющие упругий критический расчет устойчивости элементов балки, могут иметь дело с потерей устойчивости, вызванной изгибающими моментами от осевой силы, так называемый эффект Р — Δ. Там, где арка сплющивается под нагрузкой из-за упругого уменьшения смещений или передвижений опор, геометрия

арки существенно изменяется, и происходит увеличение сжимающих усилий. Тогда возможна потеря устойчивости прощелкиванием и она не будет обнаружена программным обеспечением, если оно не учитывает эффекты геометрической нелинейности. В данном случае необходимо воспользоваться Пунктом Г.3.2(3) СН РК EN 1993-2, который приводит ограничивающий критерий Г.5, связывающий поперечные частные свойства пролета с высотой и исключающий потерю устойчивости арки.

### **Г.3.3 Устойчивость из плоскости для свободностоящих арок**

Коэффициенты расчетной длины изгиба для круглых, параболических и цепных арок с различным опиранием и условиями в своде необходимо принимать в соответствии с СН РК EN 1993-2 Таблицами Г.6 и Г.7 для жестких опор, которые не могут переместиться обособленно. Расчетная длина в данном случае вычисляется по формуле:

$$L_{cr} = \beta l$$

и, из СН РК EN 1993-2 Пункт Г.3.1(3), критическая сила потери устойчивости при данном случае загрузки равна:

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta l} \right)^2 EI_z$$

### **Г.3.4 Устойчивость из плоскости арок с ветровыми связями и концевыми порталными фермами**

Устойчивость длины дуги без связей в каждой концевой порталной ферме должна быть проверена, рассматривая концевую порталную ферму как раму согласно СН РК EN 1993-2 Пункт Г.2.2. СН РК EN 1993-2 Пункт Г.3.4(3) дает указания по вычислению значения  $h_r$ .

### **Г.3.5 Несовершенства арки для использования в расчете второго порядка**

Предложенные формы несовершенств и величин отклонений для формы потери устойчивости в плоскости и из плоскости для использования в расчете второго порядка следует определять по СН РК EN 1993-2 Пункт Г.3.5. Они основаны на приближенных формах потери устойчивости арки с опорами, которые сопротивляются перемещению. Величины несовершенств эквивалентны таковым для простых стоек, данных в СН РК EN 1993-1-1 Таблица 5.1. Несовершенства рекомендуется альтернативно определять из форм, полученных из упругого критического расчета устойчивости.

Если опоры не жесткие или отношение высоты к пролету мало, то необходимо применять расчет, основанный на больших перемещениях, приведенный в Пункте Г.3.2 данного пособия.

**Приложение Д**  
*(информационное)*

**Комбинированное воздействие на автодорожные мосты колесной нагрузки и глобальных нагрузок от движения транспортных средств**

Д.1 Глобальные и местные эффекты на стальные листы настила должны быть объединены для проверок по предельным состояниям по пригодности к нормальной эксплуатации и предельным состояниям по потере несущей способности. Эффекты местной и глобальной нагрузки особенно существенны на соединении с поперечными балками и диафрагмами, где давления колеса вызывают дополнительные местные отрицательные изгибающие моменты.

Д.2 Согласно требованиям СН РК EN 1993-2 Пункт Д.1(2) рекомендуется упрощенное правило сочетаний различных видов нагрузки, где максимальный глобальный эффект и максимальный местный эффект определены отдельно и затем объединены. Следует рассмотреть две комбинации:

- а) полный глобальный эффект и уменьшенный местный эффект (с коэффициентом комбинации  $\Psi$ );
- б) полный местный эффект и уменьшенный глобальный эффект (с коэффициентом комбинации  $\Psi$ ).

Д.3 Правила сочетания в СН РК EN 1993-2 Пункты (Д.1) и (Д.2) определяются с учетом напряжений. Для листов настила с продольными ребрами жесткости при глобальном сжатии, где необходимо проверить устойчивость, сочетание должно быть выполнено по нагрузке перед выполнением проверок по несущей способности.

УДК 624.21014.2

МКС 91.010

---

**Ключевые слова:** стальной мост, устойчивость, жесткость, прочность, несущая способность, поперечное сечение, долговечность.

---



**НТП РК 03-02.1-2012**

*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 03-02.1-2012  
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. БОЛАТ КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 03-02.1-2012  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ.  
СТАЛЬНЫЕ МОСТЫ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі