

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

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

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.
БОЛАТ МҰНАРАЛАР, ДІҢГЕКТЕР
ЖӘНЕ ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ БӨЛІМІ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ БАШНИ, МАЧТЫ И
ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ**

ҚР НТҚ 03-03-1.1(2.1)-2012
(ҚР ҚН EN 1993-3-1(2):2006/2011 әзірленген)
НТП РК 03-03-1.1(2.1)-2012
(к СН РК EN 1993-3-1(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. РАЗРАБОТАН:** 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

КІРІСПЕ	VII
1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	1
1.1 Қолдану саласы	1
1.2 Нормативтік құжаттамаларға сілтемелер	3
1.3 Қолдану шарттары	4
1.4 Қолдану қағидалары мен ережелері арасындағы айырмашылықтар	4
1.5 Терминдер мен анықтамалар	4
1.6 Символдар мен шартты белгілер	5
1.7 Құралым элементтері осьтерінің белгілену шарттары	10
2 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	12
2.1 Талаптар	12
2.2 Шекті күйлері бойынша есептеу қағидалары	13
2.3 Қоршаған ортаның әсерлері мен ықпалдары	14
2.4 Сындарлы шекті жағдайда тексеру	87
2.5 Сынақтармен кешенде жобалау	88
2.6 Ұзақ уақытқа жарамдылық	88
3 МАТЕРИАЛДАР. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	89
3.1 Құралымдық болат	89
3.2 Қосылыстар	95
3.3 Тартқыштар мен құралдар	97
3.4 Өзге зауытта жасалатын бұйымдар	102
4 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР ...	104
4.1 Тоттануды есепке алу	104
4.2 Тартқыштардың ұзақ уақытқа жарамдылығы	104
5 ҚҰРАЛЫМДАР ЕСЕБІ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	107
5.1 Әсер ету нәтижелерін анықтау мақсатында үлгілеу	107
5.2 Қосылыстарды үлгілеу	107
6 СЫНДЫҚ ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	109
6.1 Жалпы ережелер	109
6.2 Қималардың салмақ көтеру қасиеті	109
6.3 Элементтердің салмақ көтеру қасиеті	118
6.4 Қосылыстар	143
6.5 Діңгектерге арналған арнайы қосылыстар	160
7 ПАЙДАЛАНУ ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР	163
7.1 Жалпы ережелер	163
7.2 Ауытқулар мен бұрылыстар	163
7.3 Ауытқулар	163
8 КЕШЕНДЕ СЫНАҚТАРМЕН ЖОБАЛАУ. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР ...	165
8.1 Жалпы ереже	165

9 ҚАЗУ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР	166
9.1 Жалпы ережелер	166
9.2 Қажу жүктемесі.....	166
9.3 Қажу беріктігі.....	167
9.4 Қауіпсіздікті бағалау	167
9.5 Қажу беріктігіне арналған жеке коэффициенттер.....	167
9.6 Тартқыштардың қажуы	168
10 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ.....	169
10.1 Қолдану саласы	169
10.2 Нормативтік сілтемелер	170
10.3 Қолдану шарттары.....	170
10.4 Қолдану қағидалары мен ережелерінің арасындағы айырмашылықтар	171
10.5 Терминдер мен анықтамалар	171
10.6 Символдар мен шартты белгілер.....	173
11 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ	174
11.1 Талаптар.....	174
11.2 Шекті жағдайлар бойынша есептеу қағидалары	175
11.3 Қоршаған ортаның ықпалдары мен әсерлері	175
11.4 Сындық шекті жағдайларды тексеру	179
11.5 Геометриялық сипаттамалар.....	180
11.6 Ұзақ уақытқа жарамдылығы.....	180
12 МАТЕРИАЛДАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ.....	181
12.1 Жалпы ережелер	181
12.2 Құралымдық болат.....	181
12.3 Қосылыстар	181
13 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ.....	184
13.1 Тоттану шегі	184
13.2 Тоттанудың сыртқы шегі	184
13.3 Тоттанудың ішкі шегі.....	184
14 ҚҰРАЛЫМДАРДЫ ЕСЕПТЕУ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ.....	187
14.1 Ықпалдылық әсерлерін анықтау үшін түтін мұржаларын модельдеу	187
14.2 Ішкі тең әсерлі кереулер мен өзге де кернеулерді есептеу	187
15 СЫНДЫҚ ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ	190
15.1 Жалпы ережелер	190
15.2 Құралымның қабықтары	190
15.3 Түтін мұржасы құралымының өзге элементтерінің қауіпсіздігін бағалау.....	192
15.4 Түйісулер мен қосылыстар	192
15.5 Пісіру қосылыстары	195
16 ПАЙДАЛАНУ ЖАҒДАЙЫ БОЙЫНША ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ	196
16.1 Жалпы нұсқаулар.....	196

16.2 Ауытқулар.....	196
17 СЫНАҚПЕН СҮЙЕМЕЛДЕНЕТІН ЖОБАЛАУ.	
ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ	198
17.1 Жалпы ереже	198
18 ҚАЗУ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ.....	199
18.1 Жалпы ережелер.....	199
18.2 Қазу жүктемесі	200
18.3 Көп циклды қазу кедергілері	200
18.4 Қауіпсіздікті бағалау.....	204
18.5 Қазуға арналған жеке коэффициенттер	204
19 КӨМЕКШІ ЭЛЕМЕНТТЕР ЖӘНЕ ӨЗГЕ АЙЛА-БҰЙЫМДАР.	
ДАЙЫНДАУ (ҚҰРЫЛЫС)	205
19.1 Көмекші элементтер және өзге айла-бұйымдар. Мұнаралар мен дінгектер	205
19.2 Дайындау (құрылыс). Мұнаралар мен дінгектер	206
19.3 Дайындау (құрылыс). Түтін мұржалары.....	209
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) МҰНАРАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ ҮЛГІЛЕРІ... 210	
A.1 ҮЛГІСІ. Дөңгелек құбыр элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м мұнараның есебі.....	210
A.2 ҮЛГІСІ. Илемдік теңсөрелі бұрыштардың элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м мұнараның есебі.	236
A.3 МЫСАЛ Мұнара секциясының ернемекті қосылыстары торабының есебі...	261
A.4 МЫСАЛ Илемделген тең сөрелі бұрыштардан биіктігі 40,0 м мұнара беріктігінің негізгі байланыстарын бекіту торабының есебі.	266
A5 МЫСАЛЫ Дөңгелек құбыр элементтерімен биіктігі 40,0 м мұнара үшін тайғанақты жүктемелер есебі.....	273
Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) ДІНГЕК ЕСЕБІНЕ МЫСАЛ.....278	
B.1 МЫСАЛ Биіктігі 30,0 м дінгек есебі	278
В ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Түтінді құбырды есептеу мысалы..... 304	
B.1-МЫСАЛ Биіктігі 45,0 м түтіндік құбыр есебі	304

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 нормативтік- техникалық құралда арнайы мақсаттағы болат биіктік құрылыстарын (мұнаралар, діңгектер мен түтін құбырларын) жобалауға ҚР ҚН EN 1993-3-1:2006/2011 және ҚР ҚН EN 1993-3-2:2006/2011 талаптары, бұл талаптарды толықтыратын және дамытатын ережелер, сондай-ақ биік құрылыстарды жобалау тәжірибесінде нормативтік құжаттардың ережелерін қолдану мысалдары келтірілген.

Осы нормативтік- техникалық құралды әзірлеген кезде, ҚР ҚН EN 1993-3-1:2006/2011 және ҚР ҚН EN 1993-3-2:2006/2011 ережелері мен ҚР ҚН EN басқа нормативтік құжаттарынан басқа ҚР ҚН EN 1993-3 ережелерін толықтыратын және оларға қайшы келмейтін заманауи нормативтік құжаттардың жалпыға белгілі кейбір ережелері ескерілген.

Осы нормативтік- техникалық құралдың сәйкес бөлімдерінде, мәтінін сақтаумен толықтай келтірілген ҚР ҚН EN 1993-3-1:2006/2011 және ҚР ҚН EN 1993-3-2:2006/2011 тармақтарының нөмірлері құрал тармақтарының нөмірлерімен жанында квадрат жақшада көрсетілген.

Осы нормативтік- техникалық құралдың сәйкес бөлімдерінде, құралдың жаңа мәтінін толықтырумен немесе құрал редакциясында ереженің техникалық мәнісінің ішінара баяндауында, оларға ішінара цитаттаумен келтірілген ҚР ҚН EN 1993-3-1:2006/2011 және ҚР ҚН EN 1993-3-2:2006/2011 тармақтарының нөмірлері құрал тармағы мәтінінің соңында квадрат жақшада көрсетілген.

Осы нормативтік- техникалық құралдың сәйкес бөлімдерінде, мәтінін толық сақтаумен келтірілген ҚР ҚН EN басқа құжаттары тармақтарының нөмірлері құралдың тармағының нөмірінің жанында ҚР ҚН EN бұл құжатты көрсетумен квадрат жақшада көрсетілген.

ҚР ҚН EN ережелері оларға цитаттаусыз, техникалық мәнін баяндаумен ғана келтірілген жағдайларда, осы нормативтік- техникалық құралдың сәйкес бөлімдерінде мынадай ұғымдар қолданылады: «... сәйкес», және әрі қарай құралдың редакциясында баяндалған.

Осы нормативтік- техникалық құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде пайдалану үшін қолданысқа енгізіледі және жобалық ұйымдардың ғылыми- техникалық жұмысшыларына, ғылыми жұмысшыларға, жобалық өнімнің тапсырыс берушілеріне, жоғары оқу орындарының оқытушылары мен студенттеріне арналған

Құралда келтірілген есептеу мысалдарын бұл құралымдардың техникалық шешім мысалдары ретінде емес, ҚР ҚН EN нормалары материалдарын пайдалану мысалдары ретінде ғана қарастырған жөн.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**
**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. БОЛАТ МҰНАРАЛАР,
ДІҢГЕКТЕР ЖӘНЕ ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ БӨЛІМІ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ БАШНИ, МАЧТЫ И ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ**

Дата введения - 2015-07-01

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР

1.1 Қолдану саласы

1.1.1 Жалпы мәліметтер

1.1.1.1 Еурокодына 3 ұқсас, Қазақстан Республикасының құрылыс нормаларына нормативтік-техникалық құралдар кешені (әрі қарай ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ) – бұл нормативтік құжаттар тізімі, оларда берілген:

а) ҚР ҚН EN 1993 бойынша болат құралымдардың есептеу мен құрастырудың негізгі ережелері бойынша ұсыныстар;

б) сілтемелі ақпараттың түсіндірулері;

в) есептеудің сандық мысалдары;

г) қосымша анықтамалық ақпарат.

1.1.1.2 ҚР ҚН EN 1993- ке нормативтік- техникалық құралдар кешенін әзірлеу кезінде, ҚР ҚН EN 1993 «Болат құралымдарды жобалау» 20 бөліктерінен басқа, негізгі құжаттар болып табылады:

а) ҚР ҚН EN 1990 «Құрылыс жобалау негіздері»;

б) ҚР ҚН EN 1991 «Көтергіш құралымдарға әсер етулер»;

в) EN 1090 «Болат және алюминий құралымдарды дайындау».

1.1.2 ҚР ҚН EN 1993- ке нормативтік- техникалық құралдарды қолдану саласы

1.1.2.1 ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ ҚР ҚН EN 1993- ке сәйкес жобаланатын азаматтық мақсаттағы ғимараттар мен құрылыстардың болат құралымдарын есептеу және құралымдау үшін қолданылады.

1.1.2.2 ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ ережелері болат құралымдардың көтергі қасиеті, пайдаланушылық жарамдылығы, төзімділігі және отқа төзгіштігі бойынша талаптарды ғана қамтиды. ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ- да басқа талаптар көрсетілмеген.

Ресми басылым

ҚР НТҚ 03-03-1.1(2.1)-2012

1.1.2.3 ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ келесі нормативтік құжаттармен бірлесіп пайдалану қажет:

а) ҚР ҚН EN 1990 - ке НТҚ;

б) ҚР ҚН EN 1991- ке НТҚ;

в) ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 - ке НТҚ болат құралымдарды немесе олардың элементтерін есептеу тікелей қозғайтын бөлімдерінде;

г) EN, ETAG, ETA стандарттары және болат құралымдарға жататын құрылыс бұйымдарына басқа да сәйкес стандарттар.

1.1.2.4 ҚР ҚН EN- ге нормативтік- техникалық құралдардың кешені 19 құралдан тұрады:

– ҚР ҚН EN1993-1-ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Жалпы ереже» (12 құрал);

– ҚР ҚН EN 1993-2- ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Болат көпірлер» (1 құрал);

– ҚР ҚН EN 1993-3- ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Болат мұнаралар, діңгектер мен түтін құбырлары» (1 құрал);

– ҚР ҚН EN 1993-4- ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Болат бункерлер, резервуарлар мен құбырлар» (3 құрал);

– ҚР ҚН EN 1993-5- ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Болат шпунттар» (1 құрал);

– ҚР ҚН EN 1993-6- ке НТҚ «Болат құралымдарды жобалау. Болат кран жолдар» (1 құрал).

1.1.2.5 ҚР ҚН EN 1993-1 -ге НТҚ келесі арнайы ғимараттар мен құралымдарға қатысы бар ҚР ҚН EN 1993- ке НТҚ- на таралатын, болат құралымдарды жобалу бойынша жалпы ұсыныстар мен нұсқаулар келтірілген: ҚР ҚН EN 1993-2- ке НТҚ, ҚР ҚН EN 1993-3- ке НТҚ, ҚР ҚН EN 1993-4- ке НТҚ, ҚР ҚН EN 1993-5- ке НТҚ, ҚР ҚН EN 1993-6- ға НТҚ.

1.1.2.6 ҚР ҚН EN 1993-1- ге НТҚ 12 құралдан тұрады:

– ҚР ҚН EN 1993-1-1- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-2 - ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-3- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-4- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-5- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-6- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-7- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-8- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-9- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-10- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-11- ке НТҚ;

– ҚР ҚН EN 1993-1-12- ке НТҚ.

1.1.3 ҚР ҚН EN 1993-3-1- ге қатысты бөлігінде нормативтік- техникалық құралды қолдану саласы

1.1.3.1 Берілген құралдағы мұнаралар мен діңгектерге қатысты 1÷9 Тарауларында, торлы тіреулердің құрылымдарын және созулары бар діңгектерді жоспарлау кезінде, сонымен қатар призмалық, цилиндрлік, және басқа нашар сүйірлі элементтерден орындалған берілген түрдегі құрылымды жоспарлау кезінде қолданылады. Цилиндрлік және конустық тіректердің қатысындағы бос тұратын және созулары бар, түтін құбырлары берілген құралдың 10÷18 Тарауларында көрсетілген. Созулар мен созулары бар құрылымдар қатысындағы жағдайлар, созулары бар түтін мұражаларымен бірге, ҚР ҚН EN 1993-1-11 көрсетілген. Және берілген құралдың тарауларында [1.1.2(1)].

1.1.3.2 Осы құралда келтірілген ережелер, НТП ҚР ҚН EN 1991-1 және НТП ҚР ҚН EN 1993-1 көрсетілген ережелерді толықтырады. Егер ережелердің қолданысы шектелген болса,, оның қолдану облысы түсіндіріледі және жинақтылық пен оңайландыру мақсатындағы қолданысының шектеулері көрсетілген [1.1.2(2),(3)].

1.1.3.3 Берілген құралда EN 40-та қарастырылатын полигондық және цилиндрлік жарықтандыру бағаналарының жоспарлануы қарастырылмайды. Торлы полигондық тіректер сонымен қатар бұл құралда қарастырылмайды. Полигондық табак тіркерінің жоспарлауы берілген құралдың тарауларын қолдану арқылы орындалуы мүмкін. Осындай тіректердің беріктігі жөнінде ақпаратты EN 40 [1.1.2(4)] қараңыз.

1.1.3.4 Берілген құралдарда ҚР ҚН EN 1998-6 [1.1.2(5)] көрсетілген, сейсмикалық есептеудің арнайы жағдайы қарастырылмайды.

1.1.3.5 Берілген құралда жазатайым оқиғалардың салдарын шектеу үшін қажет болатын, арнайы шамалар қарастырылмайды, өрт қауіпсіздігіне қарай ҚР ҚН EN 1993-1-2 [1.1.2(6)] сілтеме жасау керек.

1.1.3.6 [1.1.2(7)] Болат тіреулер мен діңгектердің өндіру (құрылыс) қатысына қарай EN 1090 желеурету керек

ЕСКЕРТПЕ Қолданатын құрылыстық материалдардың сапасын анықтау үшін қажетті, және сонымен қатар құрылыс алаңындағы жұмыстардың сапасының стандартының деңгейінде жасау (құрылысы) қарастырылады, бұл жоспарлау ережелерінің долбарларға сәйкес болу керек.

1.2 Нормативтік құжаттамаларға сілтемелер

Мұнаралар мен діңгектерге қатысты берілген құралдағы 1÷9 тарауларында келесі нормативтік құжаттардың ережелеріне сілтемелері бар (күні қойылмаған сілтемелер үшін олардың соңғы басылымын қолданады, өзгерістерді қоса):

EN 40 Жарықтандыратын бағанасы.

EN 365 Жоғарыдан құламау үшін жеке қорғаныс құралдары. Қолдану мен қызмет көрсету, мерзімді тексеріске, жөндеуге, таңбалауға және орауға, нұсқамасы бойынша жалпы талаптар.

EN 795 Жоғарыдан құламау үшін қорғаныс. Анкерлі бекіткіш құрылғысы. Талаптары мен сынауы.

EN 1090 Болатты және алюминийлі құралымдарды жасау. Техникалық талаптар. 2 – Бөлім.

EN ISO 1461 Болат және металды заттарды ыстық мырыштау. Сынаулардың еркін айрықшалау және әдістері.

EN ISO 14713 Құрылымдарда темір мен болаттың коррозиясынан қорғау. Мырыштық және алюминий тегістеуі. Нұсқамасы.

ISO 12494 құрылымға атмосфералық әсер ету салдарынан мұздануы.

EN ISO 12944 Лак және бояу жасау қорғаныс жүйесінің көмегі арқылы болат құрылымдарының коррозиялық қорғанысы. [1.2].

1.3 Қолдану шарттары

Берілген құралды қолдану кезінде ҚР ҚН EN 1990 жалпы талаптарын ескеріп отыру қажет. Бұдан басқа, берілген құралдың барлық ережелері EN 1090 сәйкес орындалатын болат құрылымның жасалуы мен жинақтауын болжайды.

1.4 Қолдану қағидалары мен ережелері арасындағы айырмашылықтар

Берілген құралдағы қолдану қағидалары мен ережелері арасындағы айырмашылықтар ҚР ҚН EN 1990 ережелерінде негізделеді, мұнда құрылымды жоспарлау ережелері мен қағидалары арасындағы айырмашылықтары көрсетілген.

Қағидалары міндетті талаптар мен анықтауларды қосады, олардың орындалмауы мүмкін емес (егер басқасы көрсетілмесе).

Ережелер көпшілік мақұлдаған ережелерді білдіреді, қағидаларына сәйкес келетін, және олардың талаптарының орындалуын талап ететін немесе қосатын және түсіндіретін қағидалар.

1.5 Терминдер мен анықтамалар

Мұнаралар мен дінгектерге жататын берілген құралдың 1÷9 Тарауларында ҚР ҚН EN 1990, 1.5 және ҚР ҚН EN 1993-1-1. 1.5 - бөлімшесінде көрсетілген Терминдер мен анықтамалары қолданылады. Қосымша келесі терминдер, сәйкес анықтамаларымен бірге пайдаланылады (ҚР ҚН EN 1993-3-1 көрсетілген):

Жалпы есептеу – Құрылымдарда әсер ететін, келісті көптеген ішкі күштер мен кезеңдер, құрылымға көптеген белгілі әсер етуімен бірге теңдікте болатын анықтама.

Мұнара – Үшбұрышты, квадраттық немесе тікбұрышты формалы бос тұратын торлы болатты консольды құрылым, немесе дөңгелек немесе полигондық тіректі көрсететін құрылым.

Созулары бар дінгек – Үшбұрышты, квадратты немесе тіктөртбұрышты формалы торлы болат құрылымы, немесе цилиндрлік болат құрылымы, созулардың көмегімен биіктігі бойынша анықталған арақашықтығы арқылы тіркелген, жерге бекітілген немесе күрделі құрылыс.

Ствол – дінгектің көлденең болат құрылымы.

Тіреу бағаны (белдер) – құрылыстың құрылымның негізгі алдыңғы қатарлы компоненттерінің болат элементтері.

Қаттылықтың негізгі байланыстары (қиғыш тіректер мен кermеліктер) – Құрылымға әсер ететін, күш-салмақтың нәтижесінде пайда болатын, күштердің әсеріне төзетін тіреу тіректерінен басқа элементтері.

Қаттылықтың қосымша байланыстары (шпренгельдер, диафрагмалар) – Басқа элементтердің көлденең иілгіш ұзындығын азайту үшін қолданылатын элементтер.

Қайта престелген бұрыштық кескін – тең қабырғалы айналдырылған ыстықтай жазылған бұрышы әрбір сәресі 15° бұрышта иілген, әрбір сәренің сыртқы жақ бұрышы мен симметрия осы 30° құрайды (1.1 Суретті қара),

Аэродинамикалық қарсылық – Созулар мен түрлі қосымша элементтері арқылы дінгектер мен мұнаралардың ауа ағымына қарсылығы, қарсылық коэффициентінің және алаңның есептеу құрылымы негізінде есептелген және қажетті кезде, мұздануды қоса есептелген.

Ұзындық қосымша элемент – Бірнеше панельдерде орналасқан, толқын арнасы, фидер, сатылар және құбыр тірегі сияқты түрлі әкелмейтін элементтер.

Жеке қосымша элемент. Кейбір панельдерде, сәуле түсіргіш, антенна, жарықтандыру жүйесі, алаңдар, қоршаулар, изоляторлар мен басқа элементтер тәрізді шоғырланған

Есептеу алаңы – телімге үлкейтіліп көрсетілген, құрылымның жазықтығына параллельді, желдің әрекетіне дұрыс, қажетті кезде мұзды қоса, қарастырылатын элементтің көлеңке алаңы. Егер құрылымның жазықтығы желдің әрекетіне дұрыс болмаса, есептеу алаңының орнына негізгі тік қойылған жазықтық қолданылады.

Тақтай (мұнара немесе дінгектің) – есептеу алаңын және аэродинамикалық кедергісін анықтау мақсатымен вертикаль бойынша бөлінген, мұнара немес дінгектің лайықты бөлшегінің бірі. Панельдер, әдетте, бірақ міндетті түрде емес, тіреулердің қиылысу нүктелері мен қаттылықтың негізгі байланыстарының арасында орналасады.

Секция (мұнара немесе дінгектің) – аэродинамикалық кедергіні анықтау үшін қолданылатын, бірнеше ұқсас немесе бірдей панельдерден тұратын мұнара немесе дінгектің бөлігінің бірі.

Созу – Жеке қабаттарда дінгектің көлденең бекіткіштерін қамтамасыз ететін, созулардың жүйесін құрайтын, созып кигізілетін бекіту элементі. Созудың төменгі жағы құрылымға немесе жерге бекітіледі, және созуды созып тартуын реттеу жабдығын негізінен, қосады.

Ауытқуларды сөндіргіш – құрылымдық демпфирлендіруді ұлғайтатын, сонымен қатар, құрылым немесе созудың реакциясын шектейтін құрылғы [1.5].

1.6 Символдар мен шартты белгілер

Берілген құралдың 1÷9, 1.6.1 Тарауларында мұнара мен дінгектерге қатысты төменде көрсетілген белгілері қолданылады:

– ҚР ҚН EN 1991-4 бойынша желдің күш-салмақтары үшін белгілер:

- A_{ref} – негізгі алаң;
 B^2 – бедерсіз реакцияны құрайтын;
 F_w – нәтижелі желдің үш*салмағы;
 I_v – турбуленттік қарқындылығы;
 L – турбуленттік ұзындығының ауданы;
 R^2 – резонансты реакцияны құрайтын;
 Re – Рейнольдстың саны;
 R_h, R_b – аэродинамикалық өткізгіштік функциясы;
 b – желдің әрекетінің бағытына норма бойынша құрылымның өлшемі;
 $c_s c_d$ – құрылымдық коэффициент;
 c_d – динамикалық коэффициент;
 c_s – ауқымдық коэффициент;
 c_{dir} – желдің бағытын ескереретін коэффициент;
 c_f – күштің аэродинамикалық коэффициенті;
 $c_{f,o}$ – құрылым күшінің аэродинамикалық коэффициенті немесе бос шеттерінің айналып ағуынсыз құрылымдық элементтері;
 c_r – төңіректің түрін ескеретін коэффициенті;
 c_o – орографиялық коэффициент;
 c_{season} – маусымдық коэффициент;
 d – желдің бағытына паралельді құрылымның өлшемі;
 k_p – шарықтаулы коэффициент;
 k_r – төңіректік коэффициент;
 m – ұзындық бірлігіне салмағы;
 m_e – ұзындық бірлігіне баламалы салмағы;
 n_i – i-ауытқу формасының өзіндік орнату жиілігі;
 $n_{1,x}$ – желдің бағытына паралельді иілім ауытқуарының негізгі өзіндік жиілігі;
 q_p – жылдамдық қысымының шарықтаулы мағынасы;
 v_m – желдің орташа жылдамдығы;
 $v_{b,0}$ – желдің негізгі жылдамдығының негізгі мағынасы;
 v_b – желдің жылдамдығының негізгі мағынасы;
 z – жердің үстіндегі биіктігі;
 z_0 – бұдырлық параметрі;
 z_e – желдің қысымы үшін негізгі биіктік;
 z_s – құрылымдық коэффициентті анықтау үшін негізгі биіктік;
 $\Phi_{1,x}$ – желдің әрекетінің бағытына параллельді өзіндік ауытқулардың негізгі формасы;
 ζ – ауытқулар формаларының экспоненті;
 δ – өшудің логарифмдік декременті;
 δ_a – аэродинамикалық логарифмдік өшу декременті;
 δ_d – арнайы шаралардың салдарынан болған логарифмдік өшу декременті;
 δ_s – құрылымдық логарифмдік өшу декременті;

- ϕ – тұтастық коэффициенті;
- ν – частота восходящего потока өрлемелі ағымның жиілігі, Пуассон коэффициенті, кинематикалық жабысқақтығы;
- ρ – ауаның тығыздығы;
- σ_v – турбуленттіктің стандарттық ауытқушылығы;
- Белгілеулердегі индекстертер:
- e – сыртқы, күш-салмақ;
- i – өзіндік жиіліктің нөмірі немесе өзіндік форманың нөмірі;
- j – телім немесе орнату орындары немесе құрылымның элементінің нөмірі
- m – орташа;
- ref – бастапқы.
- ҚР ҚН EN 1993-1-1 бойынша белгілеулер:
- f_y – аққыштық шегі;
- E – иілгіштік модулі;
- γ_{M0} – топтарға қатысынсыз, беріктік бойынша көлденең кесіктердің әкелетін мүмкіншіліктерін анықтау кезіндегі қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
- γ_{M1} – тұрақтылық элементтері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін анықтау кезіндегі қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
- N_{Ed} – білік күшінің есептеу мағынасы;
- N_{Rd} – білік күші бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- $N_{t,Rd}$ – созылудың көлденең кесіктері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- $N_{pl,Rd}$ – пластикалық кезеңдегі бруттоның көлденең кесіктері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- $N_{u,Rd}$ – пластикалық кезеңдегі неттоның, бұрандамалар үшін тесктің болуы кезеңіндегі көлденең кесіктері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- A_{net} – неттоның көлденең кесігінің ауданы;
- $N_{net,Rd}$ – пластикалық кезеңдегі созылудың неттоның көлденең кесіктері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- $N_{c,Rd}$ – тең қысу кезіндегі көлденең кесіктері бойынша әкелетін мүмкіншіліктерін есептеу мағынасы;
- A_{eff} – көлденең кесіктің блсенді ауданы;
- χ – тұрақтылықтың қисық жоғалтуына сәйкес келетін төмендетуші коэффициент;
- Φ – χ төмендету коэффициентін анықтау үшін көлемі;
- α – бастапқы жетілмегендіктерді ескеретін коэффициенті;
- N_{cr} – брутто көлденең кесіктерінің сипаттамаларынан тәуелді, иілгіш кезеңдегі тұрақтылықты жоғалтуға сәйкес келетін формалар үшін сыни күштері;
- i – сәйкес келетін білікке қатысты брутто көлденең кесігінің серпіннің радиусы;
- λ_1 – шартты иілгіштікті анықтау үшін иілгіштіктің мағынасы;
- $\bar{\lambda}$ – шартты иілгіштік;
- L_{cr} – тұрақтылықты тексерген кездегі есептеу ұзындығы;

γ_G – үздіксіз күш-салмақтар үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

G_k – үздіксіз күш-салмақтардың сипаттамалық мағынасы;

γ_Q – құбылмалы күш-салмақтар үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

Q_k – құбылмалы күш-салмақтардың сипаттамалық мағынасы.

– ҚР ҚН EN 1993-3-1 бойынша белгілеулер:

D_b – шеңбер диаметрі (бұрандамалық тесігінің орталығы арқылы);

D_i – тірек тіреудің диаметрі;

G – желдің қысымының түзету коэффициенті;

M – иілгіш кезеңі;

N – созылымды күш, айналу кезеңінің саны;

N_i – айналу кезеңінің саны;

N_b – біліктік күш;

T – пайдалану және құрылымдық есептеу мерзімі, жылдармен;

b – бұрыштың сөре жалпақтығы;

e – эксцентриситет;

h – бұрыштың сөре жалпақтығы;

k_p – тұтқыш әсерінің коэффициенті;

k – иілгіштің белсенді коэффициенті;

k_σ – иілгіштің бойлық коэффициенті;

m – қисық көлбеу $S-N$;

n – бұрандамалардың саны;

r_1 – тіректің дөңес бөлшегінің радиусы;

r_2 – тіректің шұңқыр бөлшегінің радиусы;

t – жалпақтығы;

ϕ – негізіндегі діңгек көлбеуінің білігі;

$\Delta\sigma_E$ – күш-салмақтың диапазоны;

β_A – белсенді ауданның коэффициенті;

ε , f_y байланысты коэффициенті;

$\bar{\lambda}$ – өлшемсіз иілгіштің параметрі, баламалылық коэффициенті;

$\bar{\lambda}_p$ – парақтың бойлық иілгіші бойынша өлшемсіз иілгіш;

$\bar{\lambda}_{p,1}$ – парақтың 1-бұрыштағы сөресінің бойлық иілгіші бойынша өлшемсіз иілгіш параметрі;

$\bar{\lambda}_{p,2}$ – парақтың 2-бұрыштағы сөресінің бойлық иілгіші бойынша өлшемсіз иілгіш параметрі;

ρ – азайту коэффициенті;

S – элементке әсер ету күш-салмағы;

α – созудың горизонтальға қарай көлбеуінің бұрышы;

η – экрандау коэффициенті;

θ – жазықтықтағы нормаға қатысты желдің әсер ету бұрышы; көлбеу;

ψ – бойлық білікке желдің әсер ету бұрышы;

ω – берілген құрылымның өлшемдер арақатынасы;
 k_s – ауқымдау коэффициенті.
 – Белгілеудегі индекстер:
 A – қосымша элемент;
 C – консоль;
 c – шеңберлі кесігі бар элементтер;
 e – белсенді;
 F – шекара;
 f – жазық кесігі бар элементтер;
 G – созу;
 H – діңгек биіктігі;
 L – ұзындығы;
 M – діңгек немес діңгек негізі;
 m – діңгек, орташа;
 n – жеке қаңқа;
 p_L – патч-күш-салмағы (зональная нагрузка);
 p – патч;
 q – жылжыту;
 S – құрылым;
 Sup – өте қиын;
 T – мұнара, жалпы;
 w – желдің бағытымен;
 w – желдің әрекетінен;
 x – бүйірлі желдің бағытымен;
 Z – вертикальды бағытта;
 z – жердің деңгейімен z биіктігі;
 θ – желдің әсер ету бұрышы [1.6(1)].
 – ҚР ҚН EN 1993-1-8 бойынша белгілеу:
 d – бұранданың номиналды диаметрі;
 d_0 – бұранданың тесігіне арналған диаметрі;
 d_m – бұранда басының немесе сомынның шеттер мен шектерінің арасындағы қашықтықтың орта мағынасы, осы мағыналардың кішірегінен қолданылатын;
 e_1 – күштер бойымен орталық тесіктің элементтің бергі шетіне дейінгі қашықтық;
 e_2 – күш бойымен тесіктің ортасынан элементтің қайсыбір элементіне дейінгі қашықтық;
 ℓ_{eff} – бұрыштық балқытылған тігістің белсенді ұзындығы;
 r_1 – күш бойындағы тіреу бөлшектерінің арасындағы қашықтық;
 r_2 – күш бойындағы көршілес қатарлардағы тіреу бөлшектерінің арасындағы қашықтық;
 t_p – бұрандама немесе сомын басының астындағы тілімше жалпақтығы;
 A – бұранда желісінің көлденең кесігінің ауданы;
 A_s – созылмалы бұранданың немесе анкерлік бұранданың желісінің ауданы;

$B_{p,Rd}$ – расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв при сдвиге;

$F_{t,Ed}$ – шекті жағдайдағы әкелетін қабілеттілік бойынша бір бұрандаға есептеу күші;

$F_{t,Rd}$ – бір бұранданың созуға деген есептеу әкелетін қабілеттілігі;

$F_{v,Rd}$ – бір бұранданың кесуге деген есептеу әкелетін қабілеттілігі;

$F_{b,Rd}$ – бір бұранданың бүктеуге деген есептеу әкелетін қабілеттілігі;

$F_{s,Rd}$ – шекті жағдайлары әкелетін мүмкіншілігі бойынша беттің жылжыту кезіндегі бір бұранданың созуға деген есептеу әкелетін қабілеттілігі;

$F_{v,Ed}$ – бір бұрандаға деген шекті жағдайдағы есептеу әкелетін мүмкіншілігінің есптеу күші.

1.6.2 Қолданылатын символдардың қосымша белгілері мен анықтау мәтінде бірінше рет ескертуінде келтірілген.

1.7 Құралым элементтері осьтерінің белгілену шарттары

1.7.1 [1.7(1)] Ось элементтерінің шартты белгіленуі мыналар: $x-x$ – продольная ось элемента;

$y-y$ – көлденең ось элементі;

$z-z$ – көлденең элементтің осы.

Қалған көлденең ось элементтері үшін қолданылатын шартты белгілер:

Жалпы жағдайда:

$y-y$ – көлденең кесік осы, сөрелерге параллельді;

$z-z$ – кесіктің көлденең осы, сөрелерге перпендикулярлы;

бұрышты кескін үшін:

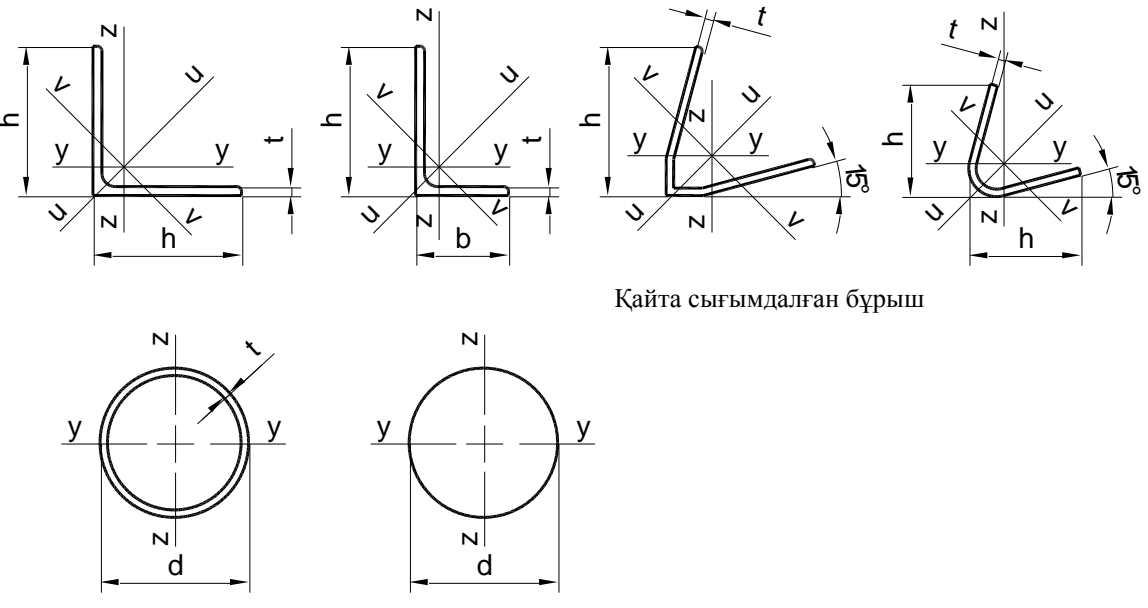
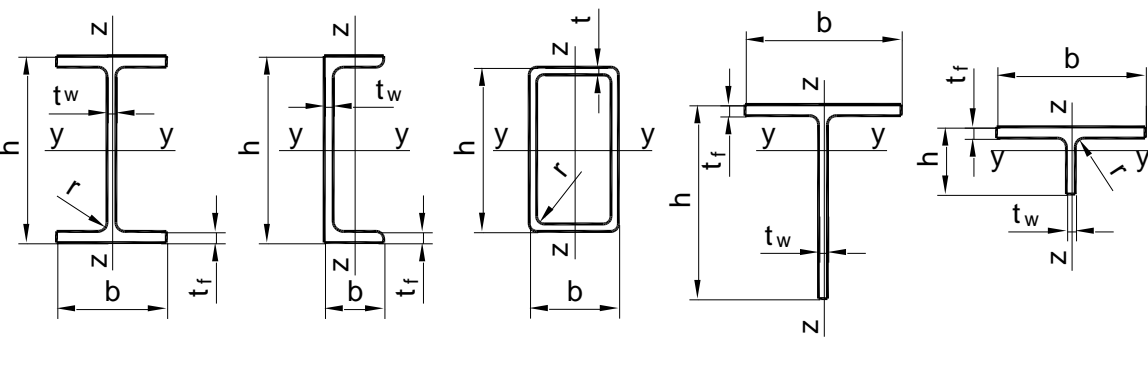
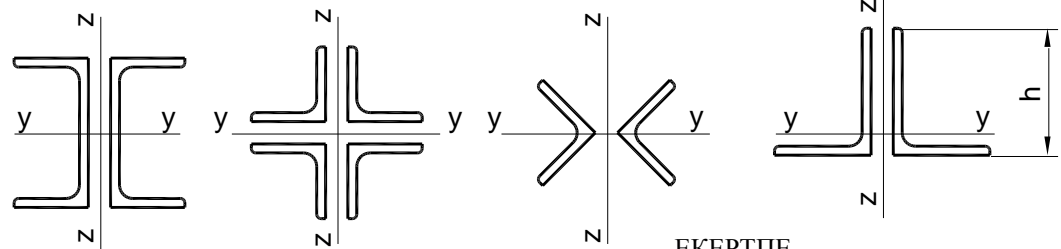
$y-y$ – кесік осы, кішірек жағына параллельді;

$z-z$ – кесік осы, кішірек жағына перпендикулярлы;

$u-u$ – негізгі басты ось ($y-y$ осымен келіспейді);

$v-v$ – екінші кезектегі басты ось ($z-z$ осымен келіспейді).

1.7.2 [1.7(2)] Құрамды кесіктің элементтері және бірен-саран кескінінің осының шартты белгілері құралдың осы бөлімінде қабылданған, 1.1. – Суретте көрсетілген.

Кеңінен қолданылатын профильдер	 <p>Қайта сығымдалған бұрыш</p>
Басқа профильдер	
Құраушы элементтері	 <p>ЕКЕРТПЕ Егер тең қырлы емес бұрыштарды қолданса, h-ты бұрыш сәресінің үлкен мөлшеріне тең деп алады</p>

1.1 Сурет – Кесіктер осьтері мен өлшемдері

2 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР

2.1 Талаптар

2.1.1 Негізгі талаптар

2.1.1.1 Созулары бар болат мұнаралары мен діңгектердің жобалануын ҚР ҚН EN 19902 - Бөліміндекелтірілген жалпы талаптарға сәйкес орындау қажет, және ҚР ҚН EN 1993-1-1, 2 – Бөлімінде келтірілген болатты құрылымдарға арналған қосымша талаптарды сәйкес орындау қажет.

2.1.1.2 Бөлімдерде көрсетілген негізгі талаптар шекті жағдайдағы әдіс бойынша құрылым есептеуі арқылы, ү материалдары мен әсер ету жеке коэффициенттерін және ү әсер ету комбинацияларының коэффициенттерін пайдалану арқылы, орындалу керек, сілтемелері берілген құралдың келісті бөлімдерінде ұсынылған.

2.1.1.3 Жоғары топты сенімділікті созулары бар діңгектерін (2.2.2 - Тармағындағы анықтауға сәйкес) созулардың біреуінің ажырауы кезіндегі тұрақтылықты жоғалтудан құтылу үшін, осылай есептеу қажет. Осындай діңгектерді есептеу құралы 2.3.7.2. Тармақшасында келтірілген.

2.1.2 Сенімділікті қамтамасыз ету

2.1.2.1 Мұнаралар мен діңгектердің сыни шекті күйлерін тексеру кезінде, олардың ықтимал экономикалық және әлеуметтік күйзеліс салдарына байланысты сенімділіктің түрлі деңгейлері қабылданады.

2.1.2.2 [A.1(1)] Мұнаралар мен діңгектердің сенімділіктерінің топтастыруы, 2.1 Кестеде көрсетілген, сенімділік топтарын пайдалану арқылы орындалады.

2.1 Кесте – мұнаралар мен діңгектердің сенімділік классификациялауы

Сенімділік тобы	
3	Елді мекендерде, немесе олардың күйзелістері адамдардың жарақаттандыруын немесе өлімін әкелуі мүмкін жерлерде орнатылған мұнаралар мен діңгектер. Өмірге маңызды телекоммуникациялық жабдықтар үшін қолданылатын мұнаралар мен діңгектер. Күйзелістерінің салдарынан нәтижелері маңызды болуы мүмкін басқа құрылымдар.
2	1 немесе 3 топтарға жатқызуға келмейтін барлық мұнаралар мен діңгектер.
1	Ашық жерлерде, кісі тұрмайтын аудандарда орналастырылған діңгектер мен мұнаралар.

2.1.2.3 [A.2(1)] Мұнараның немесе діңгектің сенімділік топтары жеке коэффициенттердің әсер етуіне байланысты қабылданады.

2.1.2.4 γ_G үздіксіз және γ_Q ауыспалы әсер етуге арналған жеке коэффициенттердің маңызы 2.2. - Кестеде көрсетілген.

2.1.2.5 Жеке коэффициенттердің әсер ету мұнаралары мен діңгектерін есептеу үшін таңдау кезінде желдің әсер етуінің басымдылығын көңілге алу керек.

2.2 Кесте – тұрақты және ауыспалы әсер етудің жеке коэффициенттері

Әсер ету түрі	Сенімділік тобы	Үздіксіз әсер ету	Айыспалы әсер ету (Q_s)
Жағымсыз	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Жағымды	Барлық топтар	1,0	0,0
Кездейсоқ жағдайлар		1,0	1,0

2.1.2.6 Желдің күш-салмағын құрайтын динамикалық (пульсациялық) есептеу кезінде, статикалық (орташа) желдің күш-салмағына қолданылатын дәл сол γ_Q әсер ету коэффициенті қолданылады. Құрылымға деген желдің күш-салмағын статикалық және динамикалық күш-салмақтар сомасы ретінде қабылдайды.

2.1.2.7 Желдің күш-салмағын анықтау бойынша ҚР ҚН EN 1991-1-4 нұсқаулары таралмайтын, 200 м – ден астам мұнаралар мен діңгектердің биіктігін есептеу кезінде, жеке әсер ету коэффициенттерін есептеу әдістемесін жобалау кезінде қолдануға сәйкес қабылдау керек.

2.2 Шекті күйлері бойынша есептеу қағидалары

2.2.1 ҚР ҚН EN1990, 3-Бөліміне сәйкес пайдаланушылық жарамдылық бойынша сыни шекті күйлері мен шекті жағдайлар айырылады.

2.2.2 Сыни шекті күйлері – бұл адамдардың қауіпсіздігі мен құрылыстарына байланысты жағдайлар.

ҚР ҚН EN 1990, 6.4.1Тармағының 3.3 Бөлімшесіне сәйкес, жобалау кезінде келесі сыни шекті жағдайларды тексеру қажет:

– қатты дене ретінде қарастырылатын, құрылыстың статикалық тепе-теңдігін немесе оның қайсыбір бөлшегін жоғалту, бұл ретте құрылыс материалдарының немесе негіздемесінің беріктігі анықтаушы болып табылмайды. (EQU шекті жағдайы);

– құрылыс материалдары және негізінің беріктігі анықтаушы болып табылатын (STR шекті жағдайы), құрылыстың немесе оның іргетасын, жертөле қабырғаларын, және т.б. қоса, құрылыстық элементтерінің шамадан тыс деформациялануының нәтижесінде немесе ішкі себептерге байланысты бас тарту;

– Уақытқа байланысты, болдырған құбылыстар немесе басқа әсер етулерге байланысты болатын құрылыстың немесе оның бөлшектерінен бас тартуы (FAT шекті жағдайы).

2.2.3 Пайдаланушылық жарамдылық бойынша шекті жағдайлар – бұл эксплуатацияның жақсы жағдайларында және адамдардың жайлылығы және сыртқы

түріне байланысты құрылыстар (үлкен майысулар мен ауытқушылықтар), құрылыстың немесе оның бөлшектерінің жұмыс істеуіне байланысты жағдайлар.

2.2.4. ҚР ҚН EN 1990, 3.3 Бөлімшеде сипаттамасы көрсетілген. Шекті жағдайларға байланысты құрылыстық элементтердің мүмкіншіліктерін анықтау, сынау нәтижесінде негізделетін, оңайлатылған есептеу үлгілерін қабылдау үшін жеткілікті, материалдардың созылымдылығы орын алған. Сондықтан, құралдың осы бөлімінде берілген, 3 Бөлімде көрсетілген, мүмкіншіліктердің мағыналарын материалдардың талаптарын ұстау жағдайларында қолдануға болады.

2.3 Қоршаған ортаның әсерлері мен ықпалдары

2.3.1 Желдің әсер етуі

2.3.1.1 Желдің әсер етуіне байланысты есептеудің негізгі қағидаттары

2.3.1.1.1 Мұнаралар мен діңгектерге желдің әсер етуі ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес ҚР ҚН EN 1993-3-1 Қосымшасында келтірілген қосымша ережелерді есептеумен бірге анықталады.

ҚР ҚН EN 1991-1-4 нұсқаулары таралмайтын, биіктігі 200 м –ден астам мұнаралар мен діңгектері үшін желдің күш-салмақтарын анықтауды әрбір жоба үшін жеке техникалық жағдайларды қабылдау қажет.

2.3.1.1.2 ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес анықталатын желдің әсер етуі сипаттамалы (нормативті) мағыналар болып табылады. Олар желдің бастапқы жылдамдығымен немесе сәйкес келетін жылдамдық қысымымен анықталады. [3.4(1).

2.3.1.1.3 [4.1 ҚР ҚН EN 1991-1-4]. Желдің v_m орташа жылдамдығын желдің климаттық желдің биіктік бойынша тәртібіне байланысты v_b желдің бастапқы жылдамдық мағынасынан анықтау қажет. Желдің биіктік бойынша жылдамдық кескіні жердің бүдірлігі мен орографияға байланысты болып келеді. Желдің ауыспалы (пульсациялық) құрамы I_v турбуленттіктің қарқындылығымен көрсетілген.

2.3.1.1.4 [3.5(1) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Құрылыстың реакциясы жылдамдық q_p қысымының шарықтаулы мағынасын қолдану арқылы күштер мен қысымның аэродинамикалық коэффициенттерінің, сонымен қатар, c_{se} құрылыстық коэффициенттердің есебімен бастапқы биіктікте есептеледі. q_p -мағынасы желдің климаттық тәртібіне, жердің бүдірлігіне және орографияға, сонымен қатар бастапқы биіктікке тәуелді болады. q_p - мағынасы орташа жылдамдық қысымы және ауыспалы (пульсациялық) құрайтын қысымның сомасы боып табылады.

2.3.1.1.5 Желдің бастапқы жылдамдығының негізгі мағынасы

Желдің бастапқы жылдамдығының негізгі мағынасы II түрлі жердің бетінен, 50 жыл қайталау кезеңіне сәйкес келетін, 0,02 жылдың ықтималдығымен ұлғаюына, 10 -минуттық орталау интервалына желдің бағыты және уақыт пен жылдың және желдің бағытына сәйкес келетін, 10 м деңгейдегі желдің орташа жылдамдығының сипаттамалық мағынасы болып табылады.

ҚР РДС 1.01-XX-201X сәйкес «Қазақстан Республикасының құрылыс нормаларын

пайдалану бойынша нұсқамасы (ҚР ҚН EN), Еврокодамға ұқсас», Значения характеристического давления приведены в Таблице 2.3. Қазақстан Республикасының территориясын аудандық картасы желдің бастапқы жылдамдығына байланысты негізгі мағына бойынша Ұлттық Қосымшада жоқ, желдің қысымының сипаттамалық мағынасын СССР территориясының аудандық картасын оларды жасау кезінде пайдалану арқылы рұқсат етіледі. (ҚНМЕ 2.01.07-85* , Күш-салмақтар мен әсер етулер, 5- Қосымша, 3 – Карта). 2.1 – Суретте ҚР территориясына қатысты осы картаның фрагменті ұсынылған. Сипаттамалық қысымның мәндері 2.3 Кестеде келтірілген.

2.3 Кесте – Желдік қысымның сипаттамалық мәні

КСРО желдік аудандары (5 міндетті қосымшаның 3 картасы бойынша қабылданады)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа (кгс/м ²)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

(7) формулаға сәйкес ҚНМЕ 2.01.07-85*:

$$w_0 = 0,61 \cdot v_0^2 \quad (\text{Па}),$$

мұндағы v_0 – жердің бетінен 10 м биіктіктегі желдің жылдамдығы, А түріндегі жер үшін ҚНМЕ 2.01.07-85* бойынша (II түріне лайық ҚР ҚН EN 1991-1-4 бойынша), 10-минутық орташаланған интервалына сәйкес келеді және орташа 5 жылда бір рет асып түседі (жылдық асып түсер мүмкіндігі 0,2).

Желдің жылдамдығы v_0 – (7) ҚНМЕ 2.01.07-85* өрнегінен:

$$v_0 = 40,49 \cdot \sqrt{w_0} \quad (\text{м/с})$$

(ҚНМЕ 2.01.07-85* бойынша) жылдық асып түсер мүмкіндігі 0,2 – ден, (ҚР ҚН EN 1991-1-4 бойынша) мүмкіндігі 0,02 -ге ауысу, Инструкцияға сәйкес $\gamma = 1,17$ ауысу коэффициентімен анықталады:

$$v_0^{50} = \gamma \cdot v_0^5$$

Ары қарай да статистикалық көрсеткіштердің көбею шамасына қарап, желдің жылдамдығы әрбір жел соғатын аудандар үшін анықталатын болады.

Ауысар кезеңдегі жел әсерін есептеу үшін, желдің базалық жылдамдығының негізгі мағынасы былайша алынады:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0}, \quad (2.1)$$

ондағы w_0 – (2.3 Кесте бойынша) Па - ға жел қысымының сипаттық мағынасы.

2.3.1.1.6 [4.2(2) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Жел жылдамдығының базалық мағынасы

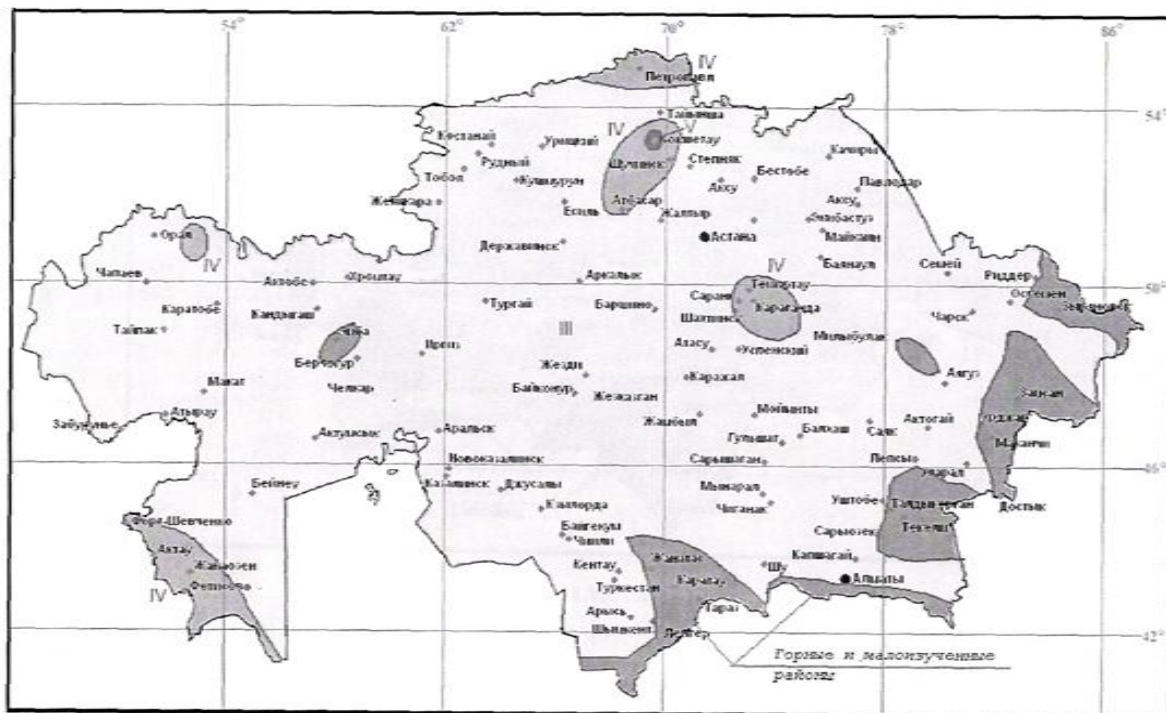
v_b тең:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (2.2)$$

ондағы v_b – жел жылдамдығының базалық мағынасы, ол жер бетінен 10 м биіктіктегі жер түрлерінің II тобына жататын жел бағыты мен жыл мерзімінің функциясы ретінде

анықталады ;

$v_{b,0}$ – (2.1) Кестесі бойынша, желдің базалық жылдамдығының негізгі мағынасы;



Сурет 2.1 — Қазақстан Республикасының жер-көлемін желдің қысымына байланысты жеке аудандарға бөлу

c_{dir} жел бағытын есепке алатын коэффициент. Егерде, коэффициент мағынасы жөнінде ақпараттар жоқ болатын болса, онда есептеулерге былайша пайдалану керек, $c_{dir} = 1,0$;

c_{season} – мерзімдік коэффициент. Егерде, коэффициент мағынасы жөнінде ақпараттар жоқ болатын болса, онда есептеулерде былайша пайдалану керек, $c_{season} = 1,0$.

2.3.1.1.7 [4.3.1 ҚР ҚН EN 1991-1-4] Желдің орташа жылдамдығы

Жер бетінен z биіктіктегі желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$, ол жер бедеріне, кедір-бұдырлығына және жел жылдамдығының v_b базалық мағынасына байланысты есептеледі:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b, \quad (2.3)$$

бұл жердегі $c_r(z)$ жер бетінің түрін (кедір-бұдырлығын) есепке алатын коэффициент, (2.3.1.1.8 тарауларын қара);

$c_o(z)$ – бедерлік коэффициент (2.3.1.1.9 тарауларын қара). Егер, бедерлік жердің базалық жылдамдығында есепке алынған болса, онда $c_o(z) = 1,0$.

2.3.1.1.8 [4.3.2; A.2 ҚР ҚН EN 1991-1-4] Жердің кедір-бұдырлығы

Сол жердің түрін (кедір-бұдырлығын) есепке алатын коэффициент $c_r(z)$, ғимараттың тұрған жеріндегі желдің орташа жылдамдығының $v_m(z)$ өзгергіш құбылысын анықтау мынадай жайларға:

- жер бетінен қаншалықты биіктігіне;
- қаралып жатқан жел бағыты үшін, ғимараттың жел соғып тұрған жағындағы жер бедеріне байланысты.

Коэффициенті $c_r(z)$ мынадай әдіспен, логарифмдік заңдылықта топтастырылған жел жылдамдығының биіктіктеріне сәйкес өзгерушілік бағытына байланысты анықталады:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{для} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad (2.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{для} \quad z \leq z_{\min},$$

бұл жердегі z_0 – бедерлік параметр;
 k_r жергілікті коэффициент, ол бедерлік параметрге z_0 байланысты және келесідей формуламен анықталады:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07}, \quad (2.5)$$

мұндағы $z_{0,ji}$ – 0,05 м (жер бедерінің II түрі, 2.4 Кесте);
 z_{\min} – 2.4 Кесте бойынша төменгі биіктік;
 z_{\max} – 200 м қабылданған.

Мына, z_0 және z_{\min} параметрлері жер бедеріне байланысты. Жер бедерінің бес түріне сәйкес ұсынылған параметрлердің көрсеткіштері 2.4 Кестеде берілген.

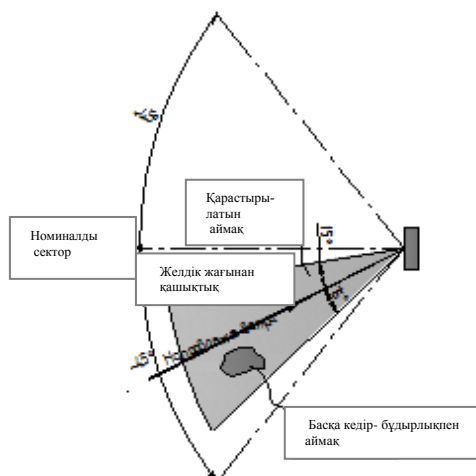
Егер жер бедері біріңғай кедір-бұдырлы болатын жақтан соғатын желдің қашықтығының ұзақтығы, жел жылдамдығының бірқалыптылық деңгейін сақтайтын болса, (2.4) формула дұрыс деп есептеледі.

Жер бетінің кедір-бұдырлығы азғантай жерді ғана (қаралып жатқан ауданның 10% - дай) алып жататын болса, оны елемеуге де болады. Жер бедерінің кедір-бұдырлығының бағалануын 2.2 суреттен қара.

2.4 Кесте – Жер бедері мен кедір-бұдырлық параметрлері

Жер бедері		z_0 , м	z_{\min} , м
0	Теңіздер немесе теңіздің ашық жағажайлары	0,003	1
I	Көлдер немесе кедергісіз шағын өсімдікті жазық жерлер	0,01	1
II	Аласа шөптер тәрізді өсімдіктер өскен және ара қашықтықтары өз биіктіктерінен кем дегенде 20-реттен артық жеке тұрған кедергілері (ағаштар, ғимараттар) бар ашық жерлер.	0,05	2
III	Бірқалыпты өсімдіктері немесе ара қашықтықтары өз биіктіктерінен 20 еседен аспағайтын ғимараттары мен басқа да тосқауылдары (ауылдар, қала сыртындағы аймақтар, созылған ағашты ормандары) бар жерлер.	0,3	5
IV	Жер көлемдерінің 15 %-ын биіктіктері 15м-ден асатын ғимараттар алып жатқан аймақтар.	1,0	10

Бұрыштық аумағын, 30° алып жатқан бұрыштық бөлшек түрінде, не болмаса қарастырылып жатқан жел бағытының $\pm 15^\circ$ қарастырған жөн.



2.2 Сурет – Жер бедерін бағалау

Өртүрлі бедерлі (жер бедері 0÷IV) аймақтар арасынан өтер кездегі жел соғатын жағының қашықтық ұзақтығын келесідей әдістермен анықтайды:

Бірінші әдіс.

Егер ғимарат, жер бедерінің өзгеруінен жақын жерде орналасқан болса:

- жер бедерінің 0 түрінен 2 км кем;
- жер бедерінің I÷III түрінен 1 км кем болса,

онда жел соғатын жағының бағыты бойынша жердің аз шамадағы кедір-бұдырлығын қолданады.

Негізгі жер көлемінен кедір-бұдырлығы шамалы ғана (есепке алынғандардан 10%-дан аздау) болса, ондай аумақтарды есепке алмауға да болады.

Екінші әдіс:

а) міндетті түрде есепке алынатын бір жай, ол желдің соғатын бағытында түйісетін аумағындағы жер бедерінің кедір-бұдырлығын анықтау;

б) ғимараттар мен әрбір бөліктегі кедір-бұдырлықтың өзгеретін жерлерінің арасындағы x қашықтықты анықтау;

с) егерде, ғимараттар мен кедір-бұдырлықтың ауысатын аумағы арасындағы x қашықтық 2,5 Кестеде көрсетілгеннен аз болатын болса, онда қаралып жатқан бөлікке кедір-бұдырлықтың аз маңыздық көрсеткішін қолданады. Егер, x қашықтық 2,5 Кестеде көрсетілгеннен көп болатын болса, онда кедір-бұдырлықтың үлкен маңыздық көрсеткішін қолданады.

2.5 Кесте – x қашықтық

Биіктік z , м	I және II аумақтың аралығы, км	I және III аумақтың аралығы, км	II және III аумақтың аралығы, км	II және IV аумақтаң аралығы, км	III және IV аумақтың аралығы, км
5	0,50	5,00	0,30	2,00	0,20
7	1,00	10,00	0,50	3,50	0,35

2.5 Кесте – х қашықтық (жалғасы)

Биіктік z, м	I және II аумақтың аралығы, км	I және III аумақтың аралығы, км	II және III аумақтың аралығы, км	II және IV аумақтың аралығы, км	III және IV аумақтың аралығы, км
10	2,00	20,00	1,00	7,00	0,70
15	5,00	–	3,00	20,00	2,00
20	12,00	–	7,00	–	4,50
30	20,00	–	10,00	–	7,00
50	50,00	–	30,00	–	20,00

Кедір-бұдырлығы онша көп емес (есепке аланатын ауданының 10% азырақ) болған жағдайда, оны есепке алмаса да болады.

Егер, 2,5 Кестеде х қашықтық көрсетілмеген болса немесе ғимараттың биіктігі 50 м асып кетсе, онда төменгі кедір-бұдырлықты қолданады.

Z биіктіктің аралық көрсеткіші үшін сызықтық өлшемдер алынады.

Жер бедерінің белгілі бір анықталған түрінде орналасқан ғимаратты, егер ол 2,5 Кестеде белгіленген шектеуден асып кетпейтін қашықтықта орналасқан болса, онда жер бедерінің төменгі кедір-бұдырлығын қолданып есептеуге болады.

Егерде, қаралып жатқан бұрыштық бөлшек үшін қысымның немесе күштің аэродинамикалық коэффициенті анықталған болса, желдің әрбір 30° бұрыштық бөлшегінің ең аз кедір-бұдырлық өлшемін қолданады.

Егерде, қаралып жатқан бұрыштық аумақтың ішінде жер бедерінің екі, не одан да көп түрлері болатын болса, кедір-бұдырлықтың ең төменгі көрсеткішін қолданады.

2.3.1.1.9 [4.3.3; А.3 ҚР ҚН EN 1991-1-4] Орография

Мынадай жағдайларда, егер орография (таулар, жартастар ж.т.б.) жел жылдамдығын 5% арттырса, онда бұл өсімді міндетті түрде c_o орографиялық коэффициентті араластыра қолдану керегін есепке алу керек.

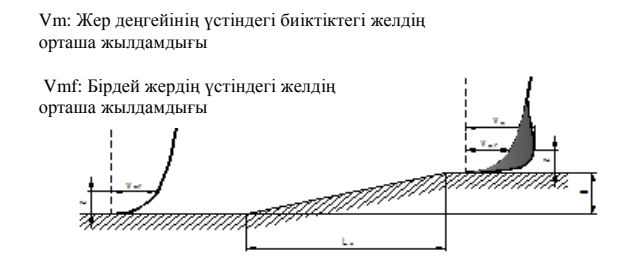
Орографияның әсерін есепке алмауға да болады, егер жел соғатын жақтағы жердің орташа ылдилығы 3° төмен болса.

Жел соғатын жағының қашықтығы орографиялық дүниелердің 10-еселенген биіктігінен аспайтын болса, онда ол есепке алыну керек.

Төменде орографиялық коэффициенттерді анықтаудың тәсілдері келтірілген.

Жекелеген қыраттарда (төбелерде), тау жоталарында немесе шыңдарында және тау беткейлерінің еңістіктеріне байланысты желдің соғу бағытындағы жылдамдығы $\Phi = H/L_u$ әртүрлі болады.

Бұл жағдайда 2.3 Суретте көрсетілгендей Н биіктігін, ал L_u – нақты ұзындығын білдіреді.



2.3 Сурет – Беткейлеріндегі жел жылдамдығының өсуін көрсету

Жел жылдамдығының ең жоғарғы өсуі тау беткейлерінің төбесінде болады және c_o орографиялық коэффициентпен белгіленіп жазылады (2.3 Суретті қара). Тау беткейлерінің еңістігі турбуленттігінің σ_v стандартты ауытқуына маңызды әсерін тигізбейді (2.3.1.1.10 тарауларын қара). Турбуленттіктің жиілігі I_v жел жылдамдығының өсуіне байланысты стандартты ауытқуынан, керісінше өзгермейді.

Орографиялық коэффициент $c_o(z) = v_m/v_{mf}$ жекелеген таулар мен тау беткейлері үшін (төбелі жерлер немесе таулы аудандар үшін емес) желдің орташа жылдамдығының өсуін білдіреді. Ол тау етегіндегі немесе тау беткейіндегі жел жылдамдықтарына қатысты. Орографияның әсер етуін келесідей жағдайларда есепке алу керек:

- а) төбелердің немесе таулы үстірттердің жел жағындағы беткейлері үшін:
 - егер $0,05 < \Phi \leq 0,3$ және $|x| \leq L_u/2$;
- б) төбелердің немесе таулы үстірттердің жел ығындағы ылдилары үшін:
 - егер $\Phi < 0,3$ және $x \leq L_d/2$;
 - егер $\Phi \geq 0,3$ және $x < 1,6H$;
- с) шыңдардың немесе тіке шатқалдардың жел өтіндегі беткейлері үшін:
 - егер $0,05 < \Phi \leq 0,3$ және $|x| \leq L_u/2$;
- д) шыңдардың немесе тіке шатқалдардың желдің ық жағындағы ылдилары үшін:
 - егер $\Phi < 0,3$ және $x \leq 1,5L_e$;
 - егер $\Phi \geq 0,3$ және $x < 5H$.

Орографиялық коэффициент c_o келесідегідей тәсілмен анықталады:

$$c_o = 1 \quad \text{для } \Phi < 0,05; \quad (2.6)$$

$$c_o = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{для } 0,05 < \Phi < 0,3; \quad (2.7)$$

$$c_o = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{для } \Phi > 0,3, \quad (2.8)$$

мұндағы s – жергілікті орографиялық коэффициент, жел жағындағы проекциясының тиімділік ұзындығына L_e байланысты, 2.4 және 2.5 Суреттердегі графиктермен анықталады.

Φ – жел соғу бағытына қарай еңістік ылдильығы (2.4 және 2.5 Суреттерді қара).

L_e – 2.6 Кесте бойынша жел жағындағы проекцияның тиімді ұзындығы;

L_u – жел жағындағы проекцияның нақты ұзындығы (жазыққа түсетін проекция);

L_d – ық жағындағы проекцияның нақты ұзындығы;

H – жердің әртүрлі биіктік аралықтарының тиімді биіктігі;

x – ғимараттардың орналасу орны мен жердің ең биік жерлері арасындағы жазықтық қашықтығы;

z – ғимараттардың орналасқан табанынан бастап есептелетін, тіке биіктік.

2.6 Формула – Тиімді ұзындықтың көрсеткіші L_e

Еңістік түрі ($\Phi = H/L_u$)	
Жазық ($0,05 < \Phi \leq 0,3$)	Тікелеу ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H/0,3$

ЕСКЕРТПЕ 2,4 және 2.5 Суреттердегі есептеу графиктері жоғарыда белгіленген қолдану межелерінен асып түседі. Осы межеден тысқары орографияның әсерін есепке алу міндетті емес.

Далаларда коэффициент $s_0(z)$ тең 1,0-ге деп алынады, егер одан диффузияциялау тиімділігінен туындаған жылдамдықты алып тастайтын болса. Далаларда орналасқан ғимараттар үшін жел жылдамдығының өсуін есептеу қажеттігін тексеру керек.

(2.9), (2.11) және (2.12) формулаларда жергілікті орографиялық s коэффициентін есептеуге қолдана алады. Оның себебі, бұл формулалар эмпиристік жолмен алынған, сондықтан маңыздысы, қолданылатын өлшемдер берілген мөлшерлердің ішінде болуға тиісті, әйтпесе, ақыр соңында, қате қорытындылар шығуы мүмкін.

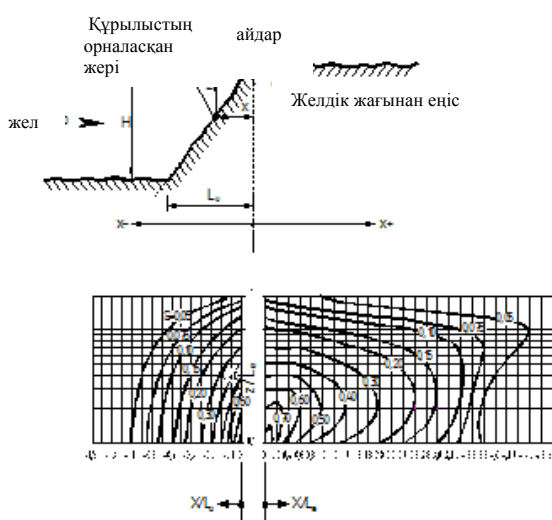
а) Кез-келген орографияның жел соғатын жағы (2.4 және 2.5 Суреттер):

Мына аумақ үшін $-1,5 \leq \frac{x}{L_u} \leq 0$ и $0 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$ қолданылады: $s = A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot x}{L_u}\right)}$, (2.9)

мұндағы $A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124$; (2.10)

және $B = 0,3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2,6456$.

Бұл үшін $\frac{x}{L_u} < -1,5$ немесе $\frac{z}{L_e} > 2$ қолданады $s = 0$.



2.4 Сурет – Коэффициент s шындардың еңістіктері немесе тіке беткейлері үшін

б) Шыңдардың еңістіктері мен тіке беткейлерінің жел жағы (2.4 Суретті қара).

Мына аумақ үшін $0,1 \leq \frac{x}{L_e} \leq 3,5$ и $0,1 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$

қолданады:

$$s = A \cdot \left(\log \left[\frac{x}{L_e} \right] \right)^2 + B \cdot \left(\log \left[\frac{x}{L_e} \right] \right) + C, \quad (2.11)$$

мұндағы $A = -1,3420 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^3 - 0,8222 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^2 + 0,4609 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e} \right] - 0,0791$

$$B = -1,0196 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^3 - 0,8910 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^2 + 0,5343 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e} \right] - 0,1156$$

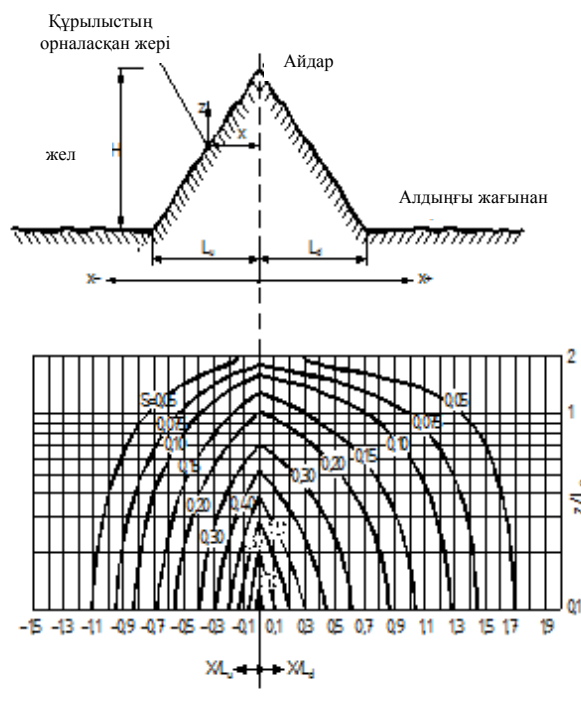
$$C = 0,8030 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^3 + 0,4236 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^2 - 0,5738 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e} \right] + 0,1606$$

Мына аумақтағы $0 \leq \frac{x}{L_e} \leq 0,1$ көрсеткіштер арасындағы мөлшерлеушілікті жасау:

$$\frac{x}{L_e} = 0 \quad (s = A \text{ (2.10) Өрнектегі) және } \frac{x}{L_e} = 0,1.$$

Мына жағдайда $\frac{z}{L_e} < 0,1$, $\frac{z}{L_e} = 0,1$ көрсеткішін қолданады.

Мына жағдайда $\frac{x}{L_e} > 3,5$ немесе $\frac{z}{L_e} > 2,0$, $s = 0$ қолданады.



2.5 Сурет – Коэффициент s төбелер немесе тау жоталары үшін

с) Төбелердің немесе тау жоталарының жел жағы (2.5 Суретін қара).

Мына аумақ үшін $0 \leq \frac{x}{L_d} \leq 2,0$ и $0 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$ қолданады: $s = A \cdot e^{\left[B \cdot \frac{x}{L_d} \right]}$, (2.12)

мұндағы $A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right) + 1,0124$;

және $B = -0,3056 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right)^2 + 1,0212 \cdot \left(\frac{z}{L_e} \right) - 1,7637$.

Бұл үшін $\frac{x}{L_d} > 2,0$ немесе $\frac{z}{L_e} > 2,0$, $s = 0$ қолданады.

2.3.1.1.10 [4.4 ҚР ҚН EN 1991-1-4] Желдің турбуленттігі

Турбуленттіліктің z жоғарылықтағы жиілігі $I_v(z)$, турбуленттіліктің стандартты ауытқуының желдің орташа жылдамдығына қатынасы ретінде анықталған.

Жел жылдамдығының турбуленттілік құрамы орташа көрсеткішке ие, нөлге тең, және стандартты ауытқу σ_v .

Турбуленттіліктің стандартты ауытқуы σ_v тең:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_i, \quad (2.13)$$

мұндағы k_r – жердің коэффициенті, (2.5) Өрнегі бойынша;

v_b – жел жылдамдығының базалық көрсеткіші, (2.2) Өрнегі бойынша;

k_i – турбуленттілік коэффициенті. Турбуленттілік коэффициентінің көрсеткішіне $k_i = 1,0$ алынған.

Турбуленттілік жиілігі $I_v(z)$ тең:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{для} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad (2.14)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{для} \quad z \leq z_{\min}$$

мұндағы k_i – турбуленттілік коэффициенті;

c_o – орографиялық коэффициент, 2.3.1.1.9 тараулары бойынша;

z_0 – кедір-бұдырлық параметрі 2.4 Кестесі бойынша.

2.3.1.1.11 Жылдамдық қысымының ең жоғарғы көрсеткіші

Жылдамдық қысымының z биіктіктегі орташа жылдамдық пен кезекті (соғулық) тербелісін есепке алатын ең жоғарғы көрсеткішін $q_p(z)$ былайша анықтау керек:

$$q_p(z) = [l + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (2.15)$$

мұндағы ρ – ауаның тығыздығы, ол теңіз деңгейінен биіктігінен, температурасына және барометрлік қысымына байланысты. Көрсеткіштері, сұрапыл дауылды аймақтарға сәйкес анықталуға тиісті. Есептеулерде мына көрсеткішті қолданған жөн $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$;

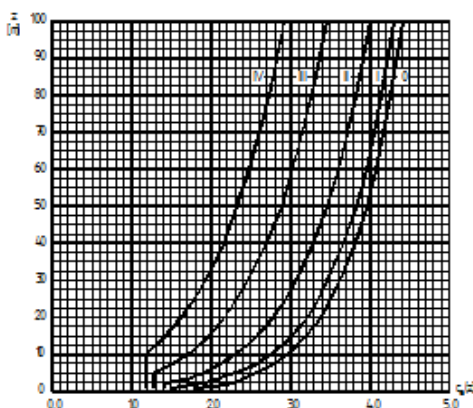
$c_e(z)$ – экспозиция коэффициенті, мына формуламен анықталады:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}, \quad (2.16)$$

мұндағы q_b – орташа (базалық) жылдамдық қысым көрсеткіші, :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.17)$$

(2.15) Өрнегіндегі 7 көрсеткіші ең биік коэффициентке сәйкес келеді $k_p = 3,5$ (см. 2.3.1.1.18) тараулары қысымның да, әрі күштердің де аэродинамикалық коэффициенттеріне сәйкес келеді. Тегіс жер үшін $c_0(z) = 1,0$ болғанда, экспозиция коэффициенті $c_e(z)$, (жер бетінен) жоғарылық функциясы түрінде 2.6 Суретте және жердің түрлері түрінде (2.4 Кесте бойынша) берілген [4.5 ҚР ҚН EN 1991-1-4].



**2.6 Сурет – Экспозиция коэффициентінің $c_e(z)$
 $c_0 = 1,0$, $k_i = 1,0$ үшін графикалық көрсетілімі**

2.3.1.1.12 Желдік салмақтар

5.3 тармағына сәйкес ҚР ҚН EN 1991-1-4, құралымға немесе құралымдық элементке әсер ететін желдік салмақ F_w , міндетті түрде мына формула бойынша анықталады:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (2.18)$$

немесе жеке құралымдық элементтерге әсер ететін жел салмағының жалпылама құнымен анықталады, мына формуланы қолдану арқылы:

$$F_{w,j} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad (2.19)$$

мұндағы $c_s c_d$ – құралымдық коэффициент (2.3.1.1.13 тарауларын қара);

c_f – құралым немесе құралымдық элемент үшін жұмсалатын күштің аэродинамикалық коэффициенті;

$q_p(z_e)$ – желдің жылдамдық қысымының ең жоғарғы көрсеткіші (2.3.1.1.11 тараулары бойынша);

z_e – базалық биіктік, ол қаралып жатқан элементтің ең жоғарғы көрсеткішіне тең биіктік (7 бөліміне сәйкес ҚР ҚН EN 1991-1-4), немесе жел салмағын анықтау қажет болатын жер бетінен жоғарыдағы биіктігіне тең;

A_{ref} – конструкцияның немесе құралымдық элементтің базалық ауданы.

ЕСКЕРТПЕ 2.3.1.3 тарауларында коэффициенттер көрсеткіші c_f қиындысы тік жақтаулы тік бұрышты конструкциялар немесе құралымдық элементтер үшін, қиындылары дұрыс көпбұрышты болып келетін, дөңгелек цилиндр тәрізді, тор көзді конструкциялар т.б. үшін берілген.

2.3.1.1.13 Конструкциялы коэффициент c_{scd}

Конструкциялы коэффициент c_{scd} желдің жылдамдық қысымының барлық жоғарғы деңгейлері бойынша ең биік көрсеткіштерінің біруақытта туындамаған мүмкіндіктерін (құраушысы c_s), сонымен қатар желдің турбуленттілігінің ғимараттардың резонанстық ауытқуларына әсер етуін (құраушысы c_d) есепке алады.

Конструкциялы коэффициентті c_{scd} масштабты (өлшемді) коэффициент c_s және динамикалық коэффициент c_d ретінде екіге бөлуге болады.

Коэффициент c_{scd} көрсеткіштерін келесідегідей жолмен анықтауға ұлықсат етіледі:

а) Биіктігі $h < 15$ м ғимараттар үшін, каркасты ғимараттар үшін, және олардың ауырлық салмақ көтеретін қабырғалары бар, әрі олардың биіктігі 100 м кем және қалыпты деңгейі бойынша жел әрекетінің бағытына қарай ғимараттың төрт есе биіктігінен аспайтындайын қабылдауға ұлықсат етіледі $c_{scd} = 1$;

б) дөңгелек тіке қиындылы және биіктігі $h < 60$ м және $h < 6,5 \cdot d$ (мұндағы d – диаметр) түтін шығатын құбырлар үшін $c_{scd} = 1$ деп қабылдауға болады;

с) қалған жағдайларда коэффициент c_{scd} мына формуламен анықталады:

$$c_{scd} = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}, \quad (2.20)$$

мұндағы z_s – тіке салынған ғимараттар үшін конструкциондық коэффициентті анықтау үшін қолданылатын базалық биіктік, 6.1 Суретіне сәйкес ҚР ҚН EN 1991-1-4, тең: $z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$, мұндағы h – ғимараттың биіктігі;

k_p – ең биіктік коэффициенті, ол ғимараттың пульсациондық реакция құрамасының ең жоғарғы көрсеткіштерінің, оның стандартты ауытқуына қатынасы;

I_v – турбуленттіктің белсенділігі (2.3.1.1.10 тарауы бойынша);

B^2 – конструкцияның сыртқы бетіне тигізетін қысымның өзара толықтай байланыстылығы жоқтығын есепке алатын әрекеттің фондық құраушысы;

R^2 – турбуленттіктің әсерінен тербелудің түрлерін ескере отырып, резонанстық ауытқуларын есепке алатын әрекеттің резонанстық құраушысы.

1 ЕСКЕРТПЕ Масштабты (өлшемді) коэффициент c_s , сыртқы беттерінде желдің жылдамдық қысымының ең жоғарғы көрсеткіштерінің әртүрлі уақыттарда пайда болуының нәтижесінде болатын тиімділіктің төмендеуін есепке алады және келесідей түрде есептеледі:

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.21)$$

2 ЕСКЕРТПЕ Динамикалық коэффициент c_d желдің турбуленттілігінің әсерінен ғимараттың резонанстық тербелуінің әсері есепке алады және келесідей түрде есептеледі:

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (2.22)$$

(2.20) Өрнегі бойынша есептеу мынандай жағдайда қолданылады, онда жел әрекетінің бағытындағы тұрақты белгісінің қозғалуымен қоса, тек бірінші иілу түрі ғана есепке алынады. Жел әрекетінің бағытындағы иілу тербелісінің екінші және келесі түрлерін есепке алмаса да болады.

2.3.1.1.14 Параметрлерді анықтау k_p , B және R төменде келтірілген әдіспен орындалады (В ҚР ҚН EN 1991-1-4 Қосымшасына сәйкес).

2.3.1.1.15 [B.1(1) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Турбуленттіліктің ұзындық масштабы $L(z)$ табиғи желдің орташа соқпалық мөлшерін көрсетеді. 200 м төмен z биіктігі үшін турбуленттіліктің ұзындық масштабы мына формуламен есептеледі:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha \quad \text{при } z \geq z_{\min} \quad (2.23)$$

$$L(z) = L(z_{\min}) \quad \text{при } z < z_{\min}$$

базалық биіктікті $z_t = 200$ м, базалық ұзындық масштабын $L_t = 300$ м деп алып және $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$, мұнда кедір-бұдырлық параметрі z_0 в м. Ең төменгі биіктік $z_{\min} = 2,4$. Кестеде көрсетілген.

2.3.1.1.16 [B.1(2) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Жиілік диапазонындағы ауа ағымын реттеу жел күшінің спектральді тығыздығының мөлшерсіз функциясымен $S_L(z, n)$ мынадай формуламен есептеліп анықталады:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}}, \quad (2.24)$$

мұндағы $S_v(z, n)$ – желдің біржақты дисперстік спектрі;

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (2.23) \quad \text{Формуласы бойынша анықталатын желдің орташа}$$

жылдамдығы $v_m(z)$ мен турбуленттілік ұзындығының масштабы $L(z)$, Гц-пен имараттың майысу тербелістерінің меншікті жиілігіне $n = n_{1,x}$ бойынша анықталатын өлшемсіз жиілік. Жел күшінің спектралдық тығыздығының функциясы 2.7.-суретте көрсетілген.

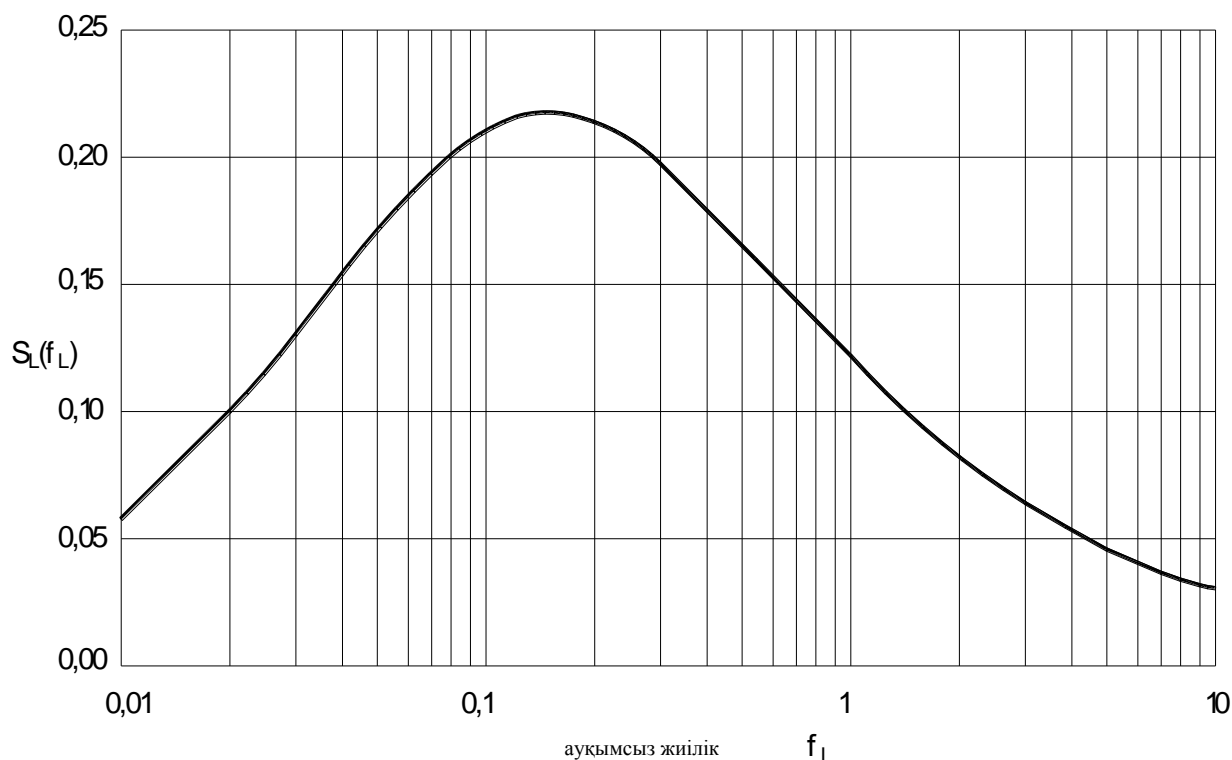
2.3.1.1.17 [B.2(2) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Құралым бетіне түсетін қысымның толық корреляциясының жоқтығын ескеретін реакциясының фондфк құрамдас бөлігі:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}}, \quad (2.25)$$

формуласы бойынша анықталады.

мұндағы b, h – желге перпендикуляр бағыттағы имараттың ені мен биіктігі;

$L(z_s)$ – базалық биіктікке z_s арналған (2.23) Формуласы бойынша анықталатын турбуленттілік ұзындығының масштабы. Қауіпсіздік мақсатында $B^2 = 1$ қолданылуы мүмкін.



2.7 Сурет Спектралды тығыздық функциясы $S_L(f_L)$

2.3.1.1.18 [B.2(3) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Өрлеу коэффициенті k_p имарат реакциясының пульсациялық құрамдас бөлігінің ең жоғары мәнінің оның стандарттық ауытқуына қатынасы ретінде анықталған. Ол (2.26) Формуласы бойынша анықталады және 2.8. – суретте көрсетілген

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (2.26)$$

немесе $k_p = 3$, үлкен мәнді анықтаушы болып табылады,
мұндағы v – (2.27) Формуласы бойынша шығыс ағынының жиілігі;
 T – желдің орташа жылдамдығына арналған орталандыру кезеңі, $T = 600$ с.

2.3.1.1.19 [B.2(4) СН РК EN 1991-1-4] Шығыс ағынының жиілігін v :

$$v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; \quad v \geq 0,08 \text{ Гц}, \quad (2.27)$$

формуласы бойынша анықтайды.

мұндағы $n_{1,x}$ – имараттың майысу тербелістерінің меншікті жиілігі.

$v \geq 0,08$ Гц шектеуі 3,0 өрлеу коэффициентіне сәйкес келеді.

2.3.1.1.20 [F.2(1)÷(4) ҚР ҚН EN 1991-1-4] имараттың майысу тербелістерінің меншікті жиілігі (ҚР ҚН EN 1991-1-4 F Қосымшасына сәйкес) анықтауға болады:

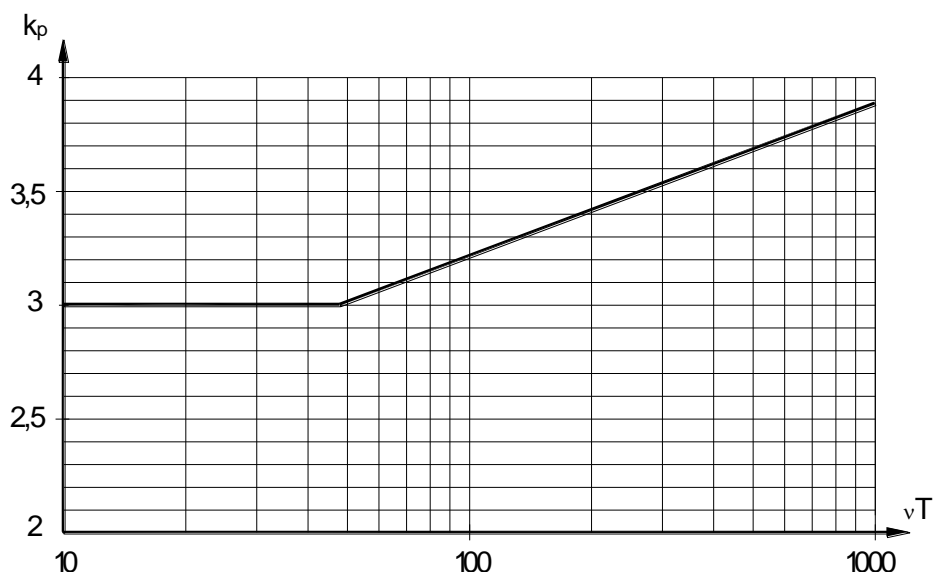
а) Құралымның майысуының негізгі меншікті жиілігін n_1 есептеуге арналған өзекшенің ұшындағы массалар орталығы (бір массасы) бар консольдық құралымдар үшін жеңілдетілген:

$$n_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}}, \quad (2.28)$$

формуласы қолданылуы мүмкін.

мұндағы g – еркін түсу жылдамдығы, $9,81 \text{ м/с}^2$ тең;

x_1 – тербеліс бағытындағы меншікті салмақтың әсерінен болатын ең жоғар орын алмасу, м.



2.8 Сурет. Өрлеу коэффициенті

б) Биіктігі 50 м жоғары көп қабатты үйлерге арналған негізгі меншікті майысу жиілігі n_1 :

$$n_1 = \frac{46}{h}, \quad \Gamma_{Ц} \quad (2.29)$$

формуласы бойынша анықталуы мүмкін.

Мұндағы h – ғимараттың биіктігі, м.

Бұл формула мұнаралар үшін де ұсынылған.

в) Түтін мұржаларының негізгі меншікті майысу жиілігі n_1 :

$$h_{\text{eff}} = h_1 + \frac{h_2}{3} \quad \text{қолдану арқылы}$$

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{\text{eff}}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}}, \quad \Gamma_{Ц} \quad (2.30)$$

формуласы бойынша бағалануы мүмкін,

мұндағы b – түтін мұржасының сыртқы диаметрі, м;

h_{eff} – түтін мұржасының тиімділік биіктігі, м. h_1 және h_2 2.9 –суретте көрсетілген;

W_s –түтін мұржасы құралымдарының қаттылықты тудыратын элементтерінің салмағы;

W_t – түтін мұржасының жалпы салмағы;

ε_1 –1000 тең– болаттан жасалған түтін мұржалары үшін.

$h_3 = h_1/3$, мұндағы h_3 тербелістердің негізгі формасына арналған m_e ұзындығының бірлігіне массаны анықтау кезінде есептеледі. (бұдан әрі, (2.39)Формуласын қар.).

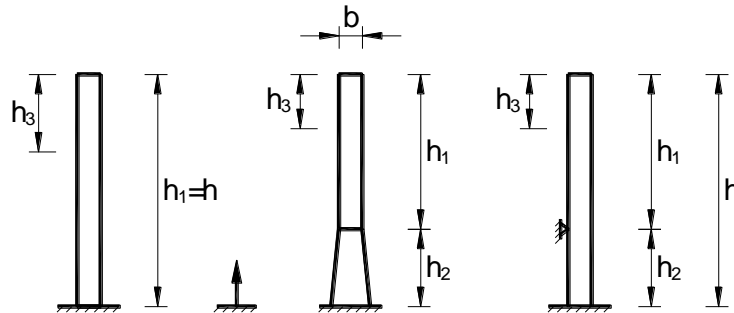
г) Қаттылықтың сақинасыз ұзын цилиндрлі қабығының эллиптикалық тербелістерінің негізгі жиілігін $n_{1,0}$:

$$n_{1,0} = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^4}}, \quad (2.31)$$

формуласы бойынша есептеуге болады.

мұндағы E – серпімділік модулі, $\text{H}/\text{м}^2$;
 t – қабықтың қалыңдығы, м ;
 ν – Пуассон коэффициенті;
 μ_s – бірлігіне қабықтың аудан массасы, $\text{кг}/\text{м}^2$;
 b – қабық диаметрі, м .

(2.31) Формуласы бойынша қабықтың ең аз меншікті жиілігін алады. Қаттылық сақиналары меншікті жиілікті n_0 көтереді.



2.9 Сурет. Түгін мұржаларына арналған өлшемдер

2.3.1.1.21 [B.2(5) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Турбуленттіліктің салдарынан тербелістер нысанын есепке алғандағы резонанстық тербелістерді ескеретін реакцияның резонанстық құрамдас бөлігі R^2 :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b, \quad (2.32)$$

формуласы бойынша анықтауға болады.

мұндағы δ – сөнудің логарифмдік декременті (2.3.1.1.23 Тармақшасын қар.);
 S_L – (2.24) Формуласы бойынша жел күшінің спектралдық тығыздығының өлшемсіз функциясы;

R_h , R_b – (2.33) және (2.34) Формулалары бойынша анықталатын аэродинамикалық өткізгіштік функциялары.

2.3.1.1.22 [B.2(6) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Аэродинамикалық өткізгіштік R_h және негізгі майысу тербелістерінің R_b для нысандарына арналған функциялар:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad \text{және} \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}).$$

колдана отырып,

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}), \quad R_h = 1 \quad \text{үшін} \quad \eta_h = 0; \quad (2.33)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}), \quad R_b = 1 \quad \text{үшін} \quad \eta_b = 0; \quad (2.34)$$

формулалары бойынша анықталады.

ЕСКЕРТПЕ Тербелістердің қосымша түйіндері бар тербелістер нысандары үшін мейлінше нақты зерттеулер талап етіледі.

2.3.1.1.23 [F.5(1)÷(4) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Сөнудің логарифмдік декременті

(2.32) Формуласындағы сөнудің логарифмдік декременті δ майысу тербелістерінің негізгі нысанына арналған (ҚР ҚН EN 1991-1-4 F Қосымшасына сәйкес):

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (2.35)$$

формуласы бойынша анықталады.

2.3.1.1.24 Логарифмдік құрылымдық өшу декрементінің δ_s жуықталған мағыналары

2.7 – Кестеде көрсетілген.

2.7 Кесте—логарифмдік δ_s құрылымдық өшу декременттінің жуықталған мағыналары құрылымның негізгі формалы ауытқулары үшін

Құрылым түрі		Құрылымдық өшудің мағынасы δ_s
сыртқы жылылықты сақтаусыз футерленбеген балқытылған болат түтін құбыры		0,012
сыртқы жылылықты сақтаусыз футерленбеген балқытылған болат түтін құбыр		0,020
қоршау құбыры бар және сыртқы жылылықты сақтауы бар болат түтін құбырлары ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b \leq 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
қоршау құбыры бар және сыртқы жылылықты сақтауы бар екі және одан да көп болат түтін құбырлары ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b \leq 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
ішкі кірпіштік қаптауышы бар болат түтін құбырлары		0,070
ішкі кірпіштік қаптауышы бар торкретбетон түтін құбырлары		0,030
Байланысқан түтін құбырлары, қоршау құбырыз		0,015
Қыздырылған болат түтін құбырлары, қоршау құбырыз		0,04
Болат торлы құрылымды көпірлер мен мұнаралар	балқытылған	0,02
	өте берік бұрандамалар	0,03
	Қарапайым бұрандамалар	0,05
Арқандар	параллельді сымдардан бұрымдары	0,006
	спиральды арқандар	0,020
^{a)} h/b аралық мағыналары үшін ұзындық интерполяциясы болуы мүмкін.		

2.3.1.1.25 Желдің әрекетінің бағыты бойынша ауытқулар үшін логарифмдік аэродинамикалық өшу декременті формула бойынша анықталады:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e}, \quad (2.36)$$

бұл c_f – күштің коэффициенті усилия (күш-салмақтың) желдің әрекетінің бағыты бойынша (мұнаралар мен дінгектер үшін 2.3.1.4.3 Тармақшаларды қараңыз);

μ_e – құрылым алаңының бірлігіне қатысты эквиваленттік салмақ, ол тікбұрышты беті үшін формула бойынша есептеледі:

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) \cdot \Phi_1^2(y, z) dy dz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dy dz}, \quad (2.37)$$

бұл $\mu(y, z)$ – құрылым алаңының бірлігінің салмағы;
 $\Phi(y, z)$ – модальды форма.

Құрылым алаңының бірлігінің салмағына модальды форманың максималды амплитуда нүктесінде қарапайым жағдайлар үшін, μ_e үшін жақсы жақындау болып табылады.

2.3.1.1.26 Көптеген жағдайларда модальды ауытқулар $\Phi(y, z)$ биіктік бойынша әрбір нүктеге ұдайы және Формула (2.36) орнына логарифмдік аэродинамикалық өшу декременті δ_a үшін желдің бағыты бойынша ауытқулар үшін формула пайдалануы мүмкін:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}, \quad (2.38)$$

Бұл m_e – ауытқудың негізгі формасы үшін ұзындық бірлігіне эквиваленттік салмағы.

2.3.1.1.27 [F.4(1),(2) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Эквиваленттік массасы ұзындық бірлігіне эквиваленттік салмағы формула бойынша анықталады:

$$m_e = \frac{\int_0^\ell m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^\ell \Phi_1^2(s) ds}, \quad (2.39)$$

бұл m – ұзындық бірлігінің салмағы;
 ℓ – құралымның немесе құралымдық элементтің аралығының биіктігі немесе ұзындығы;
 Φ_1 – Формула (2.40) бойынша анықталатын, иілгіш ауытқулардың негізгі формасы,;
 $i = 1$ – модальды форманың нөмірі.

Салмақты тең таратуымен консольды құрылымдар үшін m_e эквиваленттік салмағы m орташа мағынасы арқылы жақындатылып анықталады, құрылымның h_3 жоғарғы үштен бір бөлігінде таратылған (2.9 – Суретке қараңыз, бұл $h_3 = h_1/3$).

2.3.1.1.28 [F.3(1) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Ауытқудың негізгі формасы

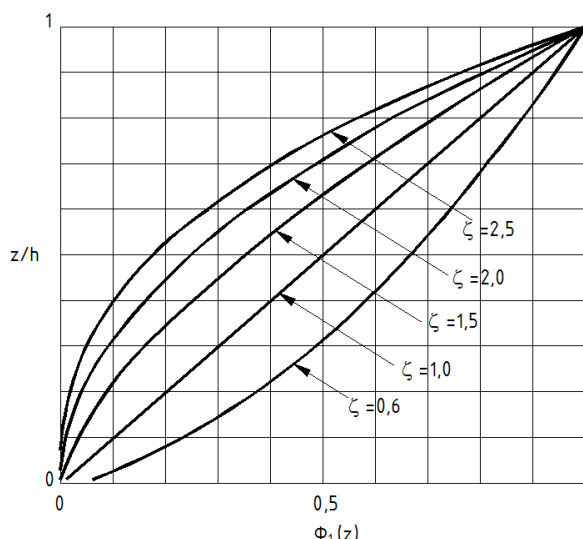
Консольды құрылымдар үшін $\Phi_1(z)$ негізгі иілгіш формасы, ғимараттар, мұнаралар, және түтін құбырлары сияқтылар формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (2.40)$$

$\zeta = 2,0$ – мұнаралар мен түтін құбырлары үшін;

$\zeta = 2,5$ – торлы құрылымды металлды мұнаралар үшін.

На Рисунке 2.10 – Суретте консольды құрылымдар үшін негізгі $\Phi_1(z)$ иілгіш формасының графигі көрсетілген.



2.10 Сурет – консольды құрылым ретінде жұмыс атқаратын ғимараттар, мұнаралар және түтін құбырлары үшін иілгіш ауытқулардың негізгі формасы

2.3.1.1.2 Егер құрылымда ауытқуды сөндіру үшін құрылғы қолданылса, онда δ_d сәйкес келетін теориялық немесе эксперименталды әдістердің негізінде анықтайды.

2.3.1.2 Күштердің аэродинамикалық коэффициенті және ішкі қысымның коэффициенті

2.3.1.2.1 Күштердің құрылымдар мен құрылымдық элементтер үшін аэродинамикалық коэффициенті c_f және ішкі қысымның коэффициенті c_{pe} ҚР ҚН EN 1991-1-4, 7 Тарауында анықталады.

Құралдың берілген бөлімінде күштің c_f коэффициентін анықтау принципі көрсетілген тікбұрышты кесік элементтері үшін, көлденең кесігі бар элементтермен дұрыс көпбұрышты формасы бар өткір ұшты элементтермен (осы Тараудың ұсынулары бойынша) торы құрылымдар мен шеңберлі цилиндрлер үшін, сонымен қатар, шеңберлі цилиндрлердің ішкі қысымының коэффициенті.

2.3.1.2.2 [7.6(1),(2) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Тікбұрышты көлденең кесігі бар құрылымдық элементтері

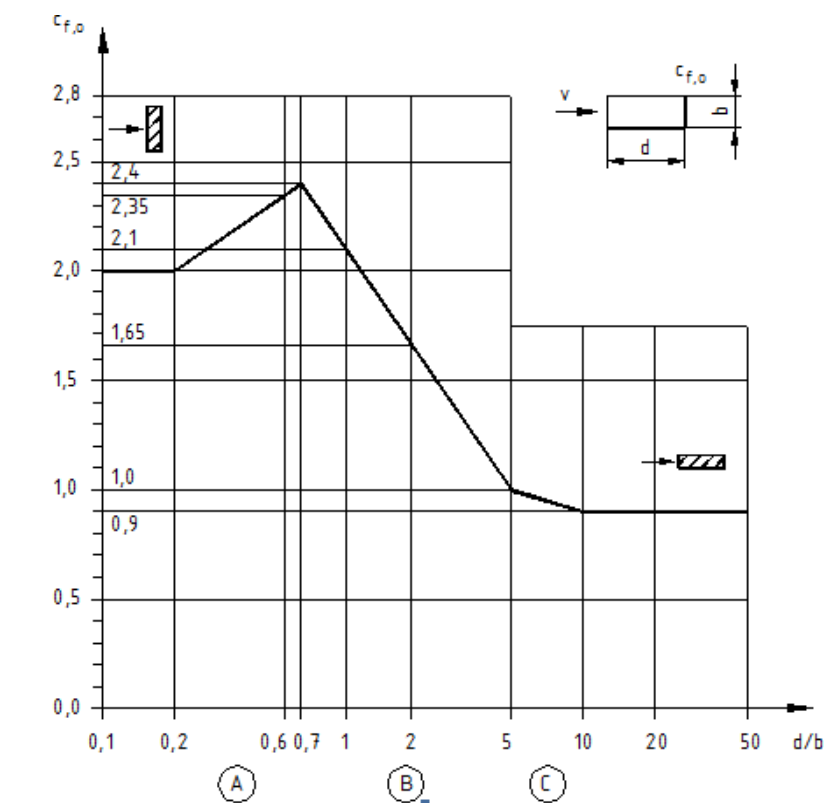
Тікбұрышты көлденең кесігі бар құрылымдық элементтер үшін күш коэффициенті c_f дұрыс көлденең кесік жағының келетін ағым бағыты бойынша мынаған тең:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda, \quad (2.41)$$

бұл $c_{f,0}$ – өткір ұшты тікбұрышты көлденең және ұштардың еркін сүйіленуінсіз кесіктің элементтері үшін күш коэффициенті 2.11 – Суретте көрсетілген;

ψ_r – Рейнольдстың санына байланысты, шеңберленген ұшты квадраттық көлденең кесік құрылымы үшін төмендетуші коэффициенті;

ψ_λ – еркін сүйірлі ұштары бар құрылымдар үшін ұштық әсерді ескеретін коэффициент, (2.3.1.2.9 Тармақшаны қараңыз).



Коэффициентті кесіктермен анықтау: А – $c_{f,0} = 0,3193 \cdot \ln(d/b) + 2,5139$

В – $c_{f,0} = -0,7121 \cdot \ln(d/b) + 2,1460$

С – $c_{f,0} = -0,1443 \cdot \ln(d/b) + 1,2322$

2.11 Сурет – өткір бұрышты және ұштардың еркін сүйірленуінсіз тікбұрышты көлденең құрылымдар үшін $c_{f,0}$ күш коэффициенті

ψ_r коэффициентінің жоғарғы шекті мағынасы 2.12 – Суретте көрсетілген. Олар әлсіз турбуленттік жағдайлар үшін анықталады және қауіпсіз болып табылады.

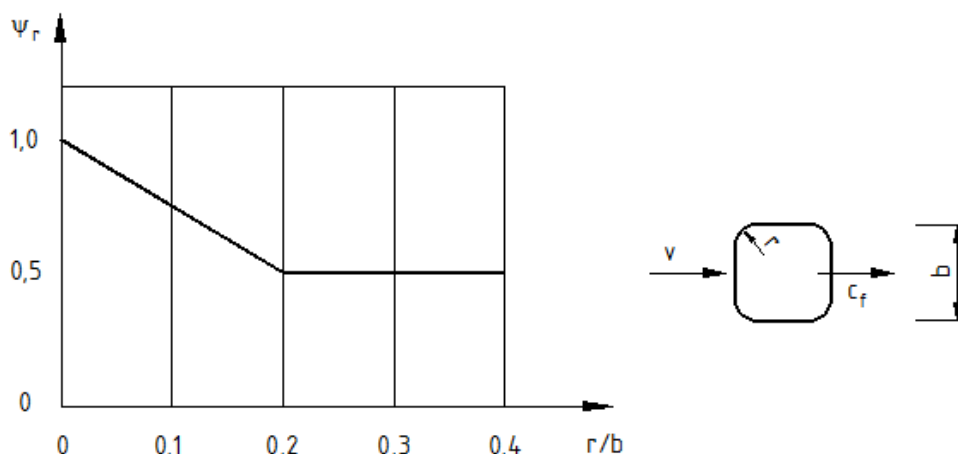
A_{ref} бастапқы алаңын формула бойынша анықтау керек:

$$A_{ref} = \ell \cdot b, \quad (2.42)$$

бұл ℓ – қарастырылатын құрылымдық элементтің ұзындығы.

Жер үстіндегі z_e бастапқы биіктігі максималды биіктікте тең болатын қарастырылатын кесік үшін.

Пластинкалы көлденең кесіктер үшін ($d/b < 0,2$) шабуылдың белгілі бұрыштарындағы келетін ағымдарды көтеру күштері c_f мағынасының 25 % дейін ұлғаюына әкелуі мүмкін.



2.12 Сурет – ψ_r төмендетуші коэффициенті шеңберленген ұштарымен квадраттық көлденең кесіктердің құрылымы үшін

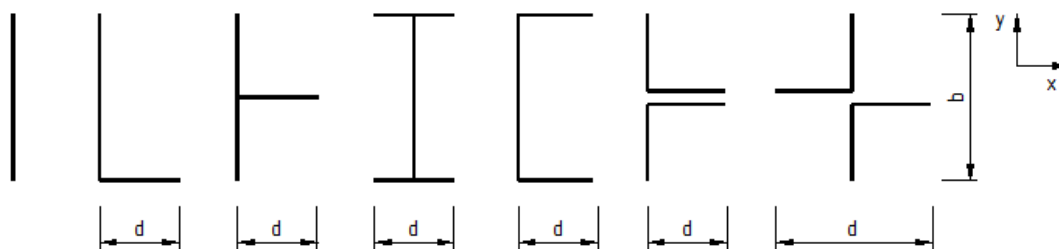
2.3.1.2.3 [7.7(1)÷(3) ҚР ҚН EN 1991-1-4] өткір ұшты кесіктегі құрылымдық элементтер

Құрылымдық элементтер үшін кесіктегі өткір ұшты c_f күш коэффициентін (2.13 – Суретті қараңыз) формула бойынша есептеу қажет:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.43)$$

бұл ψ_λ – соңғы әсерді ескеретін коэффициенті, (2.3.1.2.9 Тармақшаға қараңыз).

Ұштардың барлық еркін сүйірсіз элементтерге $c_{f,0} = 2,0$ коэффициент мағынасын пайдалану қажет. Бұл мағына әлсіз турбуленттік жағдайлардағы өлшемдеріне негізделеді және қауіпсіз нәтиже береді.



2.13 Сурет – Үшкір шеттері бар қималар

A_{ref} базалық ауданның келесі мәндерін алған жөн (см. Рисунок 2.13):

$$\begin{aligned} - \text{x бабыты} &: A_{ref,x} = \ell \cdot b \\ - \text{y бабыты} &: A_{ref,y} = \ell \cdot d \end{aligned} \quad (2.44)$$

мұнда ℓ – қарастырылатын құралымдық элементтің ұзындығы.

Барлық жағдайларда z_e базалық биіктігін қарастырылатын қима үшін жердің бетіндегі максималды биіктігіне тең алған жөн.

2.3.1.2.4 [7.8(1)÷(4) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Тік көп бұрышты пішінді көлденең қимасы бар құралымдық элементтер

Бес және одан көп қырлы пішінді көлденең қимасы бар құралымдық элементтері үшін c_f күш салу коэффициенті келесіге тең:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.45)$$

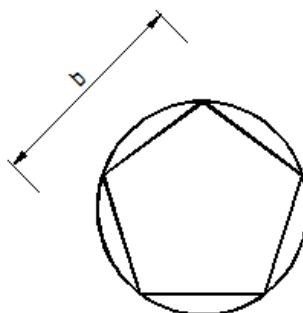
мұнда ψ_λ – соңғы әсерді ескеретін коэффициент (2.3.1.2.9 тармақшасын қар.);
 $c_{f,0}$ – ұштарды бос айнала ағусыз құралымдық элементтер үшін күш салу коэффициенті.

Әлсіз турбулент жағдайында өлшеулерден алынған $c_{f,0}$ коэффициентінің ұсынылатын мәндері (беріктік қорымен) 2.8 Кестеде келтірілген.

A_{ref} базалық ауданды келесі формула анықтаған жөн:

$$A_{ref} = \ell \cdot b, \quad (2.46)$$

мұнда ℓ – қарастырылатын құралымдық элементтің ұзындығы;
 b – салынған шеңбердің диаметрі, 2.14 Суретті қар.



2.14 Сурет – Тік көпбұрышты пішінді көлденең қимасы бар құралымдық элемент

Барлық жағдайларда z_e базалық биіктіктігін қарастырылатын қима үшін жердің бетіндегі максималды биіктігіне тең алған жөн.

2.3.1.2.5 [7.9(1)÷(6) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Айналма цилиндр үшін сыртқы қысым коэффициенттері

Айналма цилиндр үшін c_{pe} сыртқы қысым коэффициенті келесі формула бойынша анықталатын Re Рейнольдс санына байланысты:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}, \quad (2.47)$$

мұнда b – диаметр;

v – ауаның кинематикалық тұтқырлығы ($v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$);

$v(z_e)$ – 2.15 суретке 2 Ескертуге сәйкес z_e базалық биіктіктегі жел жылдамдығының шекті мәні.

Айналма цилиндр үшін c_{pe} сыртқы қысымның коэффициенті:

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda a} \quad (2.48)$$

мұнда $c_{p,0}$ – λ шексіз икемділігі бар цилиндр үшін сыртқы қысым коэффициенті;

$\psi_{\lambda a}$ – айналма цилиндр үшін соңғы әсерді ескеретін коэффициент.

2.15 суретте α бұрышына байланысты Рейнольдс санының әртүрлі мәндері үшін сыртқы қысым коэффициенті $c_{p,0}$.

**2.8 Кесте – Тік көпбұрышты пішінді көлденең қимасы бар элементтер үшін
күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$**

Қабырғалар саны	Көлденең қимасы	Беттің қасиеттері және жиектерді орындау	Рейнольдс саны $Re^{1)}$	$c_{f,0}$
5	Бесбұрыш	Барлығы	Барлығы	1,80
6	Алтыбұрыш	Барлығы	Барлығы	1,60
8	Сегіз бұрыш	Жазық беті $r/b < 0,075^{2)}$	$Re \leq 2,4 \cdot 10^5$	1,45
			$Re \geq 3 \cdot 10^5$	1,30
		Жазық беті $r/b \geq 0,075^{2)}$	$Re \leq 2 \cdot 10^5$	1,30
			$Re \geq 7 \cdot 10^5$	1,10
10	Он бұрыш	Барлығы	Барлығы	1,30
12	Он екі бұрыш	Жиектері дөңгеленген жазық бет ³⁾	$2 \cdot 10^5 < Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,90
		Басқасы	$Re < 4 \cdot 10^5$	1,30
			$Re > 4 \cdot 10^5$	1,10
16 – 18	Он алты бұрыш – он сегіз бұрыш	Жиектері дөңгеленген жазық бет ³⁾	$Re < 2 \cdot 10^6$	Айналма цилиндр сияқты, см. 2.3.1.2.5
			$2 \cdot 10^5 \leq Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,70

¹⁾ Re Рейнольдс саны үшін формула 2.3.1.2.5 тармақшасында келтірілген $v = v_m$. Үшін v_m мәндері – 2.3.1.1.7 тармақшасын қар..

²⁾ r – дөңгелектеу радиусы, b – салынған шеңбердің диаметрі.

³⁾ Көлденең қимасы $b = 0,3$ м және дөңгелектеу радиусы $0,06b$ гальванизирленген болат беттері бар үлгілерде аэродинамикалық құбырлардағы сынақтар арқылы анықталған.

Айналма цилиндр үшін соңғы әсерді ескеретін коэффициент $\psi_{\lambda a}$ келесіге тең:

$$\psi_{\lambda a} = 1 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min} \text{ болған кезде;}$$

$$\psi_{\lambda a} = \psi_{\lambda} + (1 - \psi_{\lambda}) \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}} \right) \right) \quad \alpha_{\min} < \alpha < \alpha_A \text{ болған кезде;} \quad (2.49)$$

$$\psi_{\lambda a} = \psi_{\lambda} \quad \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ \text{ болған кезде,}$$

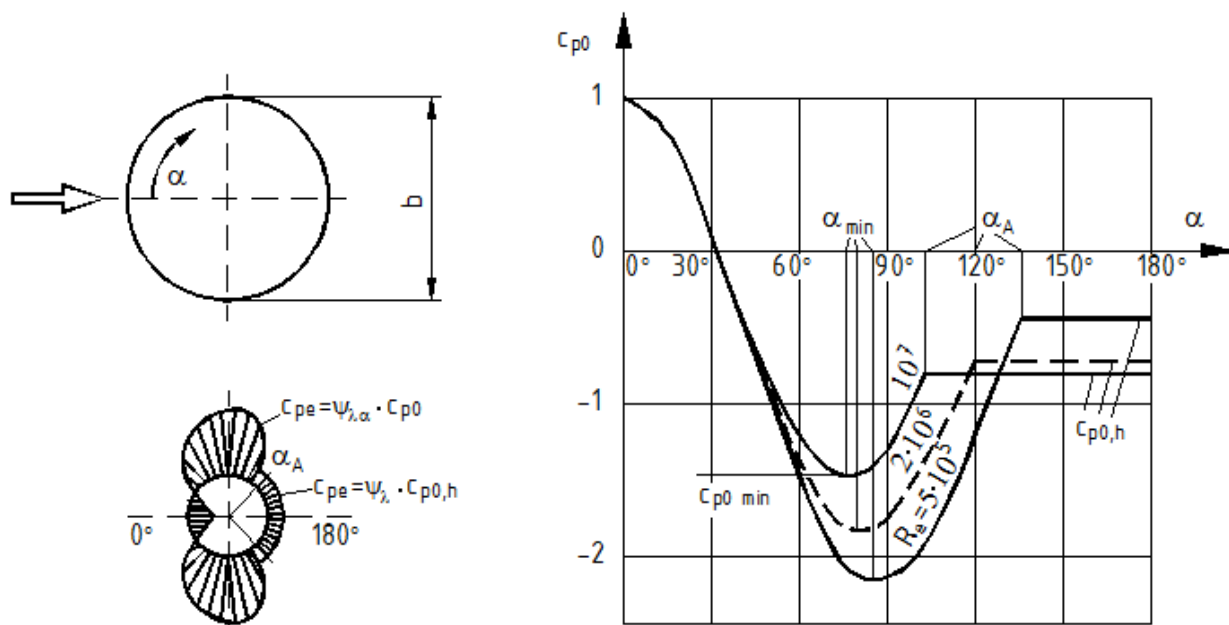
мұнда α_A – шеңбердегі ағынды бөлу күйі (2.15 Суретті қар.)

ψ_{λ} – соңғы әсерді ескеретін коэффициент (2.3.1.2.9 тармақшасын қар.).

A_{ref} базалық ауданды келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$A_{\text{ref}} = \ell \cdot b \quad (2.50)$$

Барлық жағдайларда z_e базалық биіктікті қарастырылатын қима үшін жердің бетіндегі максималды биіктігіне тең алған жөн.



2.15 Сурет – Рейнольдстің әртүрлі сандары үшін ұштардың бос айналу ағусыз айналма цилиндрдің көлденең қимасы бойынша қысымды үлестіру

1 ЕСКЕРТПЕ Аралық мәндерді сызықтық интерполяциямен қабылдауға жіберіледі.

2 ЕСКЕРТПЕ Репрезентативті мәндер α_{min} , $c_{p0, min}$, α_A және $c_{p0, h}$ 2.9 кестеде көрсетілген. 2.15

Сурет және 2.9 Кесте $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$, болған кезде Рейнольдс санында негізделеді, мұнда q_p

2.3.1.1.11 тармақша бойынша.

3 ЕСКЕРТПЕ 2.15 Сурет 5×10^{-4} аспайтын k/b баламалы бұдырлыққа негізделеді. Баламалы бұдырлықтың репрезентативті мәндері k 2.10 кестеде көрсетілген.

2.9 Кесте – Рейнольдстің әртүрлі сандары үшін ұштардың бос айналу ағусыз айналма цилиндрдің көлденең қимасы бойынша қысымды үлестіру үшін репрезентативті

мәндер α_{min} , $c_{p0, min}$, α_A және $c_{p0, h}$

Re	α_{min}	$c_{p0, min}$	α_A	$c_{p0, h}$
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
10^7	75	-1,5	105	-0,8

Мұнда α_{min} – минималды қысымның күйі °-пен;

$c_{p0, min}$ – қысымның минималды коэффициентінің мәні;

α_A – ағынды бөлу күйі °-пен;

$c_{p0, h}$ – қысымның негізгі коэффициенті

2.3.1.2.6 [7.9.2(1)÷(6) ҚР ҚН EN 1991-1-4] Айналма цилиндр үшін күш салмақ коэффициенті

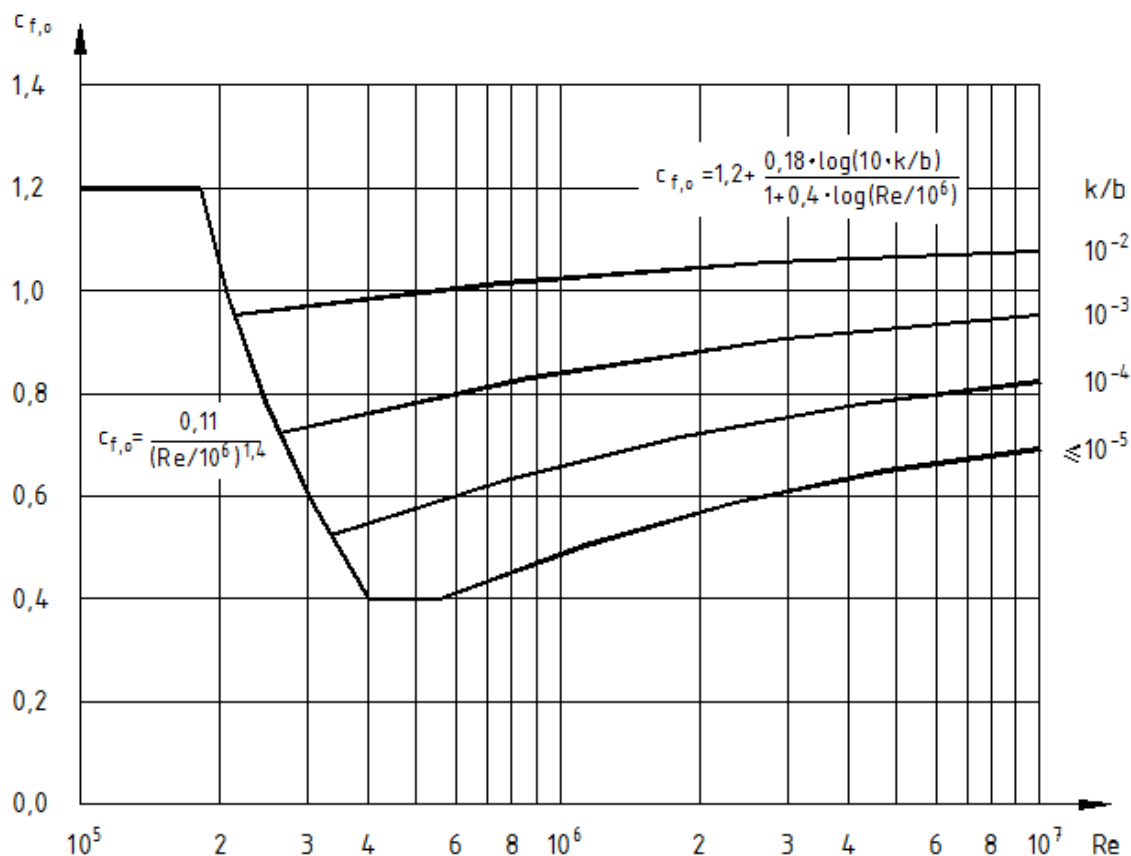
Соңғы айналма цилиндр үшін күш салмақ коэффициенті c_f келесіге тең:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda}, \quad (2.51)$$

мұнда $c_{f,0}$ – 2.16 суретте көрсетілген ұштардың бос айналу ағусыз айналма цилиндр үшін күш салмақ коэффициенті;

ψ_λ – соңғы әсерді ескеретін коэффициент (2.3.1.2.9 тармақшасын қар.).

Баламалы бұдырлықтың мәндері k 2.10 Кестеде көрсетілген.



2.16 Сурет – Ұштардың бос айналу ағусыз айналма цилиндрлер үшін және k/b баламалы бұдырлықтың әртүрлі мәндері үшін күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$

ЕСКЕРТПЕ 2.16 Сурет $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$ болған кезде Рейнольдстің санына негізделеді, мұнда q_p

2.3.1.1.11 тармақша бойынша.

Сым арқандар үшін күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$ Рейнольдстің санына байланысты емес алады, $c_{f,0} = 1,2$.

Базалық ауданды A_{ref} келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$A_{ref} = \ell \cdot b, \quad (2.52)$$

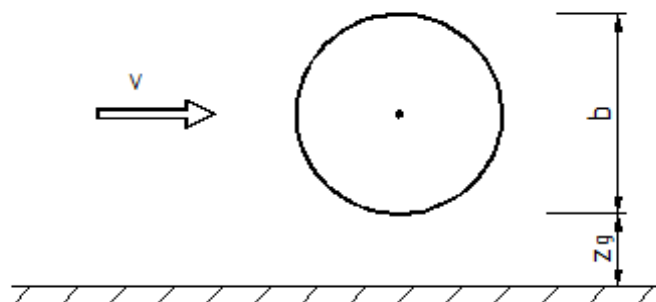
мұнда ℓ – қарастырылатын құралымдық элементтің ұзындығы.

Барлық жағдайларда базалық биіктікті z_e қарастырылатын қима үшін жердің бетіндегі максималды биіктігіне тең алған жөн.

2.10 Кесте – Баламалы бұдырлық k

Беті	Баламалы бұдырлық k, мм	Беті	Баламалы бұдырлық k, мм
Шыны	0,0015	Жазық бетон	0,2
Жылтылдатылған металл	0,002	Сүргіленген ағаш	0,5
Жоғары сапалы бояу	0,006	Бұдырлы бетон	1,0
Шаңдатумен бояу	0,02	Дөреке кесілген ағаш	2,0
Бету ашық түстік болат (жамылғысыз)	0,05	Тот	2,0
Шойын	0,2	Кірпіш қалау	3,0
Гальванизирленген болат	0,2	—	—

Салыстырмалы тегіс беті бар, жарықтағы арақашықтығы жердің деңгейінен $z_g/b < 1,5$ құрайтын цилиндрлар үшін (2.17 Суретті қар.) арнайы зерттеулер талап етіледі.



2.17 Сурет – Салыстырмалы тегіс беті бар цилиндр

2.3.1.2.7 [7.9.3 ҚР ҚН EN 1991-1-4] Бір қатарда орналасқан тік цилиндрлер үшін күш салмақ коэффициенті

Цилиндрлерді бір қатарға орналасқан кезде күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$ қатар өсіне қатысты желдің бағытына және 2.11 кестеде көрсетілгендей b орташа диаметрға a арақашықтықтың қатынасына байланысты болады. Кез келген цилиндр үшін күш салмақ коэффициенті c_f келесіге тең:

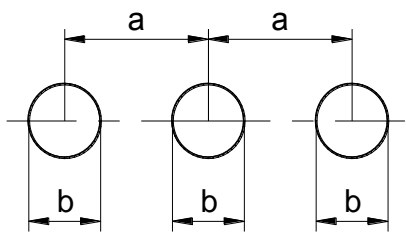
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot k, \quad (2.53)$$

мұнда $c_{f,0}$ – күш салмақ коэффициенті ұштардың бос айналу ағусыз айналма цилиндр үшін (2.3.1.2.6 тармақшасын қар.);

ψ_λ – соңғы әсерді ескеретін коэффициент (2.3.1.2.9 тармақшасын қар.);

k – 2.11 кестесіне сәйкес коэффициент (жиналған ағынның ең қолайсыз бағыты үшін).

2.11 Кесте – Бір қатарда орналасқан айналма цилиндрлер үшін коэффициент к

a/b	κ	
a/b < 3,5	1,15	
3,5 < a/b < 30	$\kappa = \frac{210 - \frac{a}{b}}{180}$	
a/b > 30	1,00	

a – арақашықтық; b – диаметр

2.3.1.2.8 Торлы құралымдар және ормандар

ҚР ҚН EN 1991-1-4 7.11 тармақшасына сәйкес, параллельді белдеулері бар торлы құралымдар мен ормандар үшін күш салмақ коэффициентті c_f келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.54)$$

мұнда $c_{f,0}$ – ұштардың бос айналу ағысыз торлы құралымдар мен ормандар үшін күш салмақ коэффициенті. Коэффициент 2.19 ÷ 2.21 Суреттерінде бірыңғайлық коэффициентінің φ және Рейнольдс санының Re функциясы сияқты көрсетілген.

Re – 2.21 сурет үшін өзектің орташа диаметрі b_i негізінде алынатын, $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$ болған кезде

анықталатын Рейнольдс саны, мұнда q_p 2.3.1.1.11 тармақша бойынша;

ψ_λ – соңғы әсерді ескеретін коэффициент (2.3.1.2.9 тармақшасын қар.), ол ℓ ұзындығы мен $b = d$ енін қолданумен есептелетін құралымның λ икемділігіне байланысты анықталады (2.18 Суретті қар.).

Жаппай құрылыстардың көлеңкелеуі әсер ететін ауа өткізбейтін қоршаулары жоқ ормандар үшін төмендету коэффициенттерін EN 12811 нұсқаулары бойынша қабылдаған жөн.

Бірыңғайлық коэффициенті φ келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$\varphi = \frac{A}{A_c}, \quad (2.55)$$

мұнда A – қарастырылатын жаққа перпендикулярлы үлкейтіліп көрсетілген өзектер мен түйінді фасонкалардың кескіндерінің аудандар соммасы, $A = \sum_i b_i \cdot \ell_i + \sum_k A_{gk}$.

Кеңістік торлы құралымдарда желдетілген жақты қарастырған жөн;

A_c – құралымның контурларымен шектелген тік проекцияның ауданы,

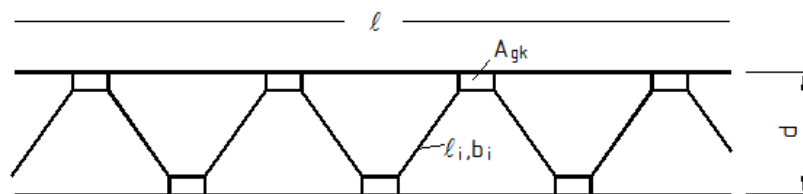
$A_c = d \cdot \ell$;

ℓ – торлы құралымның ұзындығы;

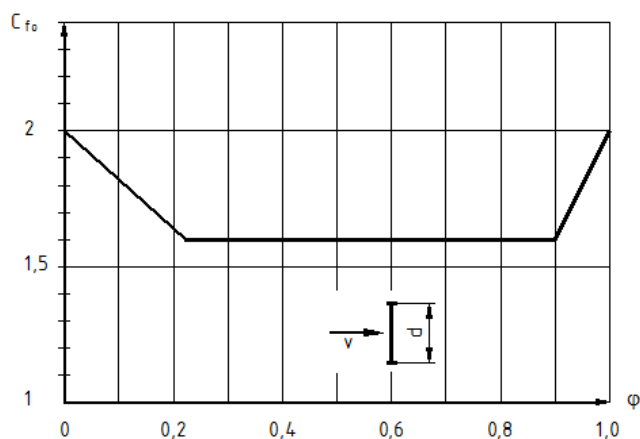
d – торлы құралымның ені;

b_i, ℓ_i – жеке өзектің ені мен ұзындығының тік проекциясы i (2.19 суретті қар.);

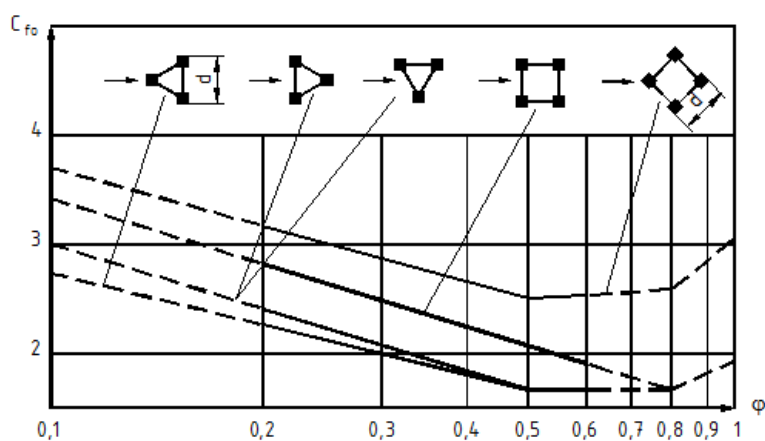
A_{gk} – түйінді қаптаманың ауданы k .



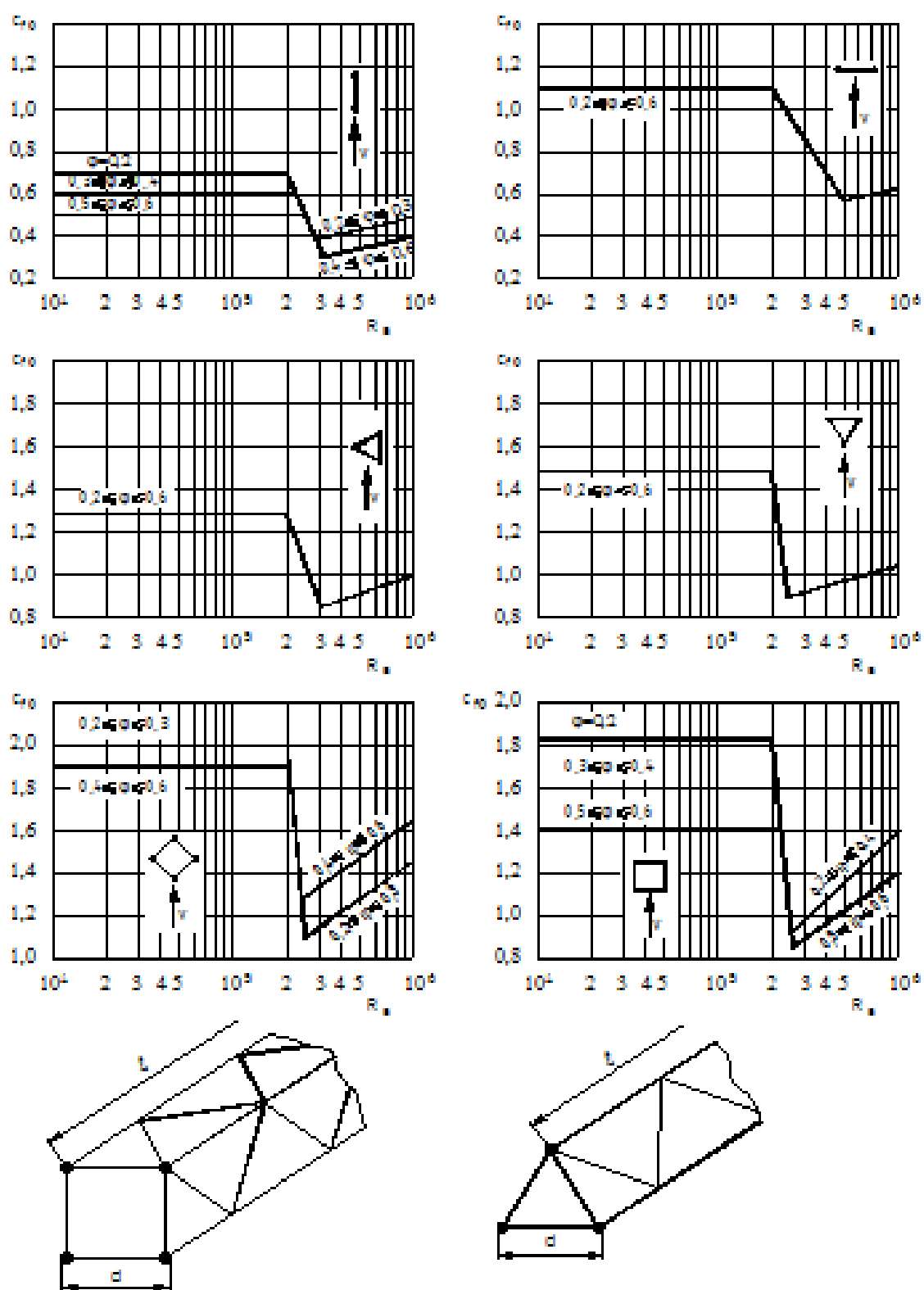
2.18 Сурет – Торлы құралымдар мен сатылар



2.19 Сурет – Бірыңғайлық коэффициентіне ϕ байланысты бұрыштық профильдерден жасалған жазық торлы құралымдар үшін күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$



2.20 Сурет – Бірыңғайлық коэффициентіне ϕ байланысты бұрыштық профильдерден жасалған кеңістік торлы құралымдар үшін күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$



2.21 Сурет – Дөңгелек көлденең қимасы бар профильдерден жасалған жазық және кеңістік торлы құралымдар үшін үшін күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$

Базалық ауданды A_{ref} келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$A_{ref} = A \quad (2.56)$$

Базалық биіктік z_e қарастырылатын элементтің үстінгі белгілеуіне дейін биіктікке тең.

2.3.1.2.9 Тиімді икемділік λ және соңғы әсерлерді ψ_λ ескеретін коэффициент

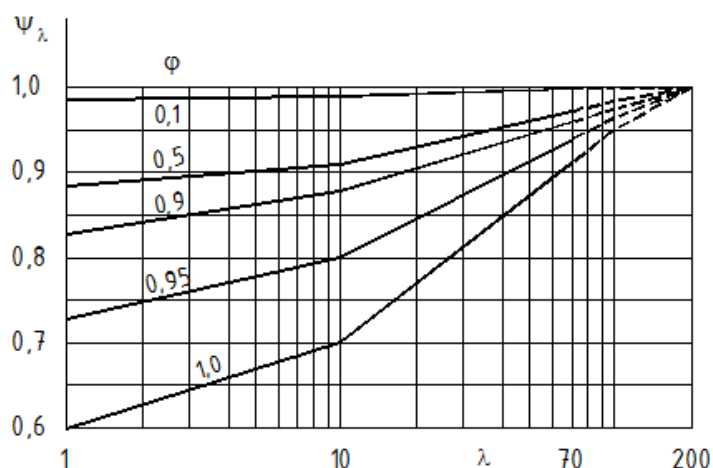
7.13 ҚР ҚН EN 1991-1-4 бөлімшеге сәйкес қажетті жағдайларда соңғы әсерлерді ескеретін және тиімді икемділікке λ байланысты ψ_λ коэффициентін анықтайды.

Күш салмақ коэффициенті $c_{f,0}$ 2.3.1.2.2 ÷ 2.3.1.2.8 тармақшаларында жерден (негізден) қашықталған ұштардың бос айналу ағысыз құралымдарды зерттеуге негізделеді.

Тиімді икемділік λ құралымдық элементтің өлшеміне және оның күйіне байланысты. Есептеулерде 2.12 кестеде көрсетілген ұсынылған λ мәндерін қолданған жөн.

Соңғы әсерлерді ескеретін ψ_λ коэффициенттің мәндері әртүрлі бірыңғайлық коэффициенттер үшін 2.22 суретінде келтірілген.

2.22 Сурет пен 2.12 Кесте әлсіз турбулентті ағыстар кезіндегі өлшеулерге негізделеді.



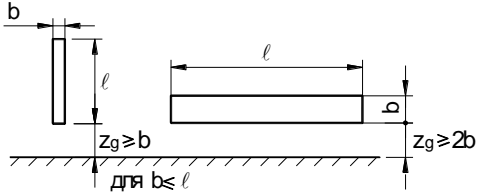
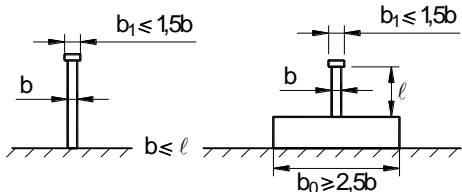
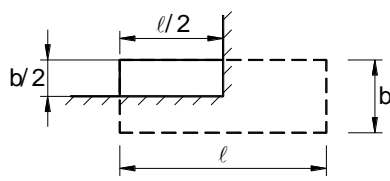
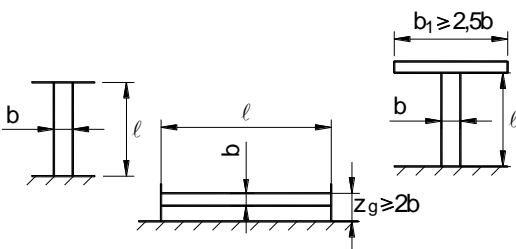
2.22 Сурет – Тиімді икемділік λ үшін және әртүрлі ϕ бірыңғайлық коэффициенттері үшін соңғы әсер ψ_λ коэффициенттерінің мәндері

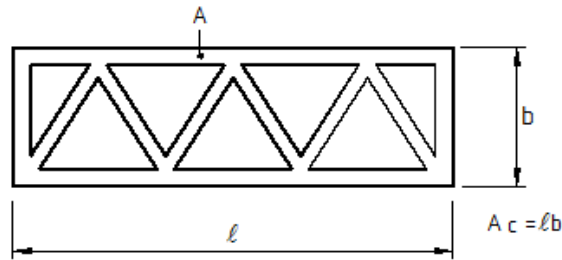
Бірыңғайлық коэффициенті ϕ келесідей анықталады (2.23 Суретті қар.):

$$\phi = \frac{A}{A_c}, \quad (2.57)$$

мұнда A – жеке құралымдық элементтердің кескінделген аудандардың соммасы;
 A_c – құралымның жалпы ауданы, $A_c = \ell \cdot b$.

2.12 Кесте – Цилиндрлер үшін, көпбұрышты мен тікбұрышты көлденең қималар, шеттері үшкір құралымдық элементтер және торлы құралымдар үшін тиімді икемділіктің λ мәндері

Нөмірі	Сызудың жазықтығына нормаль бойынша жиналған ағынның бағытындағы құралымның күйі	Тиімді икемділік
1		көпбұрышты, тікбұрышты көлденең қималары мен шеттері көлденең қималары үшін, сонымен қатар торлы құралымдар үшін: $\ell \geq 50$ м, $\lambda = 1,4 \cdot \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең кішкентай мән анықтаушы болып табылады; $\ell < 15$ м, $\lambda = 2 \cdot \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең кішкентай мән анықтаушы болып табылады; Айналма цилиндрлер үшін: $\ell \geq 50$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең кішкентай мән анықтаушы болып табылады; $\ell < 15$ м, $\lambda = \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең кішкентай мән анықтаушы болып табылады. Аралық ℓ мәндері үшін, сызықтық интерполяция анықталады.
2		
3		
4		$\ell \geq 50$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең үлкен мән анықтаушы болып табылады; $\ell < 15$ м, $\lambda = \ell/b$ немесе $\lambda = 70$ болған кезде ең үлкен мән анықтаушы болып табылады. Аралық ℓ мәндері үшін, сызықтық интерполяция алынады.



2.23 Сурет – Бірыңғайлық коэффициенттерді ϕ анықтау

2.3.1.3 Жел әсеріне мұнаралар мен діңгектерді есептеудің негізгі қағидаттары

2.3.1.3.1 Желдің әсеріне мұнараны немесе діңгекті есептеген кезде құралым бірнеше сәйкес немесе сәйкеске жуық тақтайлардан тұратын секцияларға бөлінуі тиіс, 2.24 суретті қар. Жоспарда орналқан желдің бағытына параллельді қырлардағы байланыстардың және диагональды байланыстардың проекциялары құралымның есептік алаңын анықтаған кезде ескерілмейді [В.2.1.1(1)].

2.3.1.3.2 Мұнараның немесе діңгектің құралымын жалпы есептеудегі жел жүктемесін тиісті түрде модельдеуді үшін секциялардың жеткілікті санына бөлу қажет [В.2.1.1(2)].

2.3.1.3.3 Секцияға немесе элементке әрекет ететін жел жүктемесін 2.3.1.1.12 тармақшасына сәйкес анықтайды [В.2.1.1(3)].

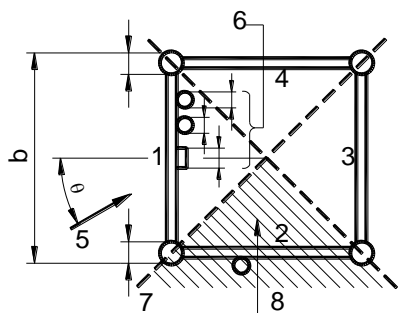
2.3.1.3.4 [В.2.1.1(4)] Көктайғақ жағдайында жел жүктемесін анықтаған кезде құралымдық және қосалқы элементтердің есептік аудандары мұздың қалыңдығына түзеткіштердің ескеруімен көбейтілуі тиіс (қажет болса).

2.3.1.3.5 Осы нұсқаулықта келтірілген жел жүктемесін есептеу әдісін қолданған кезде желдің есептік бағытына $\pm 30^\circ$ бұрыштың шегінде желдің бағытында максималды жүктеуді алу үшін максималды күшті қолданған жөн [В.2.1.1(5)].

2.3.1.3.6 Нормалармен қарастырылмаған жағдайларда қажет болса (құрылыстардың басқа нысандары, жел ағысының басқа бағыттары және т.б.), немесе тапсырыс берушінің талабы бойынша жел жүктемелер бойынша деректерді аэродинамикалық құбырлардағы құралымдар үлгілерін үрлеу нәтижелері бойынша алуға рұқсат етіледі.

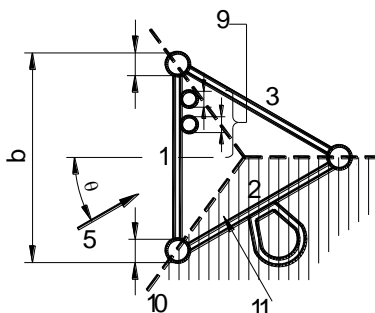
2.3.1.3.7 Аэродинамикалық құбырлардағы сынаулар ауытқумалы профильді ауа ағысымен айналып ағуының сапалы сүретін айқындау үшін, кедергінің аэродинамикалық коэффициенттерін анықтау, тиімділікті бағдарлы бағалау және ауытқуларды аэродинамикалық басу құралдарының параметрлерін таңдау үшін, автоауытқулардың пайда болу шарттары бойынша қауіпті шабуылдар бұрышының диапазонын, шекті жылдамдықтардың шамаларын және автоауытқулардың шекті циклдарының амплитудаларын, динамикалық майысулардың шамаларын және т.б. анықтау үшін ұсынылады.

а) Шаршы қима құралымының жоспары



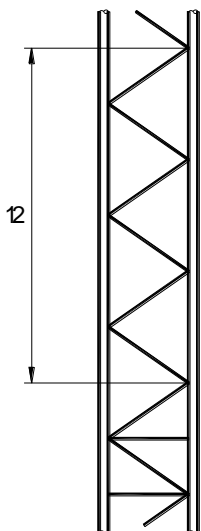
ЕСКЕРТПЕ 1 қыр жел жақты болып алынуы тиіс: $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

б) Үшбұрышты қима құралымының жоспары

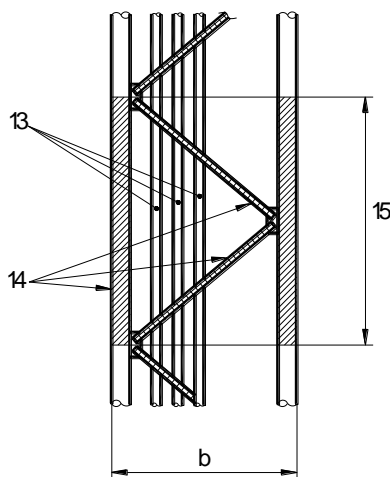


ЕСКЕРТПЕ 1 қыр жел жақты болып алынуы тиіс: $-60^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Сыртқы баспалдақ жеке элемент ретінде қарастырылады.

в) Діңгектің секциясы



г) Құралымның тақтайы



1 – қыр 1; 2 – қыр 2; 3 – қыр 3; 4 – қыр 4; 5 – желдің бағыты;

6 – 1 қырда перпендикулярлы кескінделген қосалқы элементтер; 7 – қырға перпендикулярлы кескінделген тіреу; 8 – бұл учаскедегі қосалқы элементтер 2 қырда үлестірілген; 9 – қырда перпендикулярлы кескінделген қосалқы элементтер (баспалдақтардың сатыларын, қоршауларды және т.б. қоса алғанда); 10 – қырға перпендикулярлы кескінделген тіреу; 11 – бұл учаскедегі қосалқы элементтер 2 қырда үлестірілген; 12 – Діңгектің секциясы; 13 – қосалқы элементтер, есептік аудан A_A ; 14 – құралымдық элементтер, есептік аудан A_B ; 15 – тақтайдың биіктігі (h)

2.24 Сурет – Бірыңғайлық коэффициентін ф есептеген кезде қолданылатын тақтайдың есептік ауданы

2.3.1.4 Мұнаралар мен діңгектердің торлы құралымдары үшін жел жүктемесінің коэффициенттерін c_f анықтау

2.3.1.4.1 Нұсқаулықтың осы бөлігіндегі 2.3.1.4.3 тармақшада келтірілген жел жүктемесінің коэффициентін анықтау әдісі (ҚР ҚН EN 1993-3-1 В Қосымшасына сәйкес)

төртбұрышты немесе үшбұрышты (тең жақты) қималы мұнаралар мен діңгектердің торлы құралымдарына жел жүктемесін анықтау үшін қолданылады.

2.3.1.4.2 2.3.1.4.10 тармақшасында келтірілген әдіс келесіде қолданылады:

- а) тікбұрышты қиманың құралымдары үшін нұсқаулық есебінде; немесе
- б) қосалқы элементтер мен антенналардың орналасуы туралы нақты деректері белгілі бар құралымдарды бағалау үшін қолданылады.

ЕСКЕРТПЕ 2.3.1.4.10 тармақшасында келтірілген тәртіп 2.3.1.4.3 тармақшасында келтірілген әдіспен салыстырғанда аэродинамикалық кедергінің одан да төмен мәндерін беруі мүмкін, егер K_A 2.3.1.4.6 және 2.3.1.4.7 тармақтарында 1,0 тең болып алынса [B.2.1.2].

2.3.1.4.3 Жалпы жел жүктемесінің коэффициенті

Жалпы жел жүктемесінің коэффициенті Σc_f құралымның секциясына желдің бағытында келесіге тең болып алынады:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A}, \quad (2.58)$$

мұнда $c_{f,S}$ – құралымның тақыр (қосалқы элементтері жоқ) секциясы үшін жел жүктеме коэффициенті, тақыр құралымға сәйкес келетін, бірыңғайлық коэффициентін ϕ қолданумен 2.3.1.4.4 тармақшасына сәйкес анықталады;

$c_{f,A}$ – қосалқы элементтер үшін жел жүктеме коэффициенті, тағайындауына байланысты 2.3.1.4.6 тармақшасына немесе 2.3.1.4.7 тармақшасына сәйкес анықталады.

Егер әр қырдағы қосалқы элементтердің есептік аудандары бір бірінен 10 %-дан ерекшеленсе, мұндай элементтерді құралымдық элементтер ретінде қарастыруға болады, және жалпы аэродинамикалық кедергіні 2.3.1.4.4 тармақшасына сәйкес есептеуге болады [B.2.1.3(1), (2)].

2.3.1.4.4 Құралымдық элементтер үшін жел жүктеме коэффициенті

Әр қырдың тең аудандарымен жоспардағы шаршы немесе үшбұрышты қиманың торлы құралымдары үшін жел бағытындағы секциялар үшін жел жүктеме коэффициенті $c_{f,S}$ келесіге тең:

$$c_{f,S} = K_0 \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A}, \quad (2.59)$$

мұнда $c_{f,S,0}$ – (2.64) Формула бойынша анықталатын соңғы әсерсіз секция j үшін жалпы қалыпты күш (маңдай кедергі) коэффициенті;

K_0 – желдің әсер ету бұрыш коэффициенті;

A_S – құралымдық ретінде қарастырылатын қосалқы элементтерді қоса алғанда, қарастырылатын деңгейдің бір секциясының ұзындығының шегінде (2.24 суретті қар.) және қажет болса көктайғақты ескерумен элементтердің беттерін перпендикулярлы қарастырған кездегі жалпы есептік аудан;

ΣA – 2.3.1.1.12 тармақшасында A_{ref} ретінде алынады және A_{ref} мәніне жеткенше дерексіз шама ретінде (келісім бойынша) алынуы мүмкін.

Желдің әсер ету бұрышының коэффициенті K_0 келесі формулалар бойынша есептеледі:

– шаршы қиманың құралымдары үшін:

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta \quad (2.60)$$

– үшбұрышты қималардың құралымдары үшін:

$$K_{\theta} = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} (1 - 0,1 \cdot \sin^2 1,5\theta), \quad (2.61)$$

мұнда:
$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} \quad (2.62)$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 0,2 && \text{при } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \quad \text{и} \quad 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \\ K_2 &= \varphi && \text{при } 0,2 < \varphi \leq 0,5 \\ K_2 &= 1 - \varphi && \text{при } 0,5 < \varphi \leq 0,8 \end{aligned} \quad (2.63)$$

Мұнда θ – жоспардағы 1 қырдың нормальдарына желдің әсер ету бұрышы;

φ – бірыңғайлық коэффициенті (2.3.1.2.8 тармақшасын қар.);

A_f – қырлардың беттерін перпендикулярлы қараған кезде қырдың секциясының жазық қима элементтерінің жалпы есептік ауданы;

A_c – бетті перпендикулярлы қарастырған кезде сыншыға дейінгі режимінде қырлардағы домалақ қима элементтерінің жалпы есептік ауданы;

$A_{c,sup}$ – бетті перпендикулярлы қарастырған кезде сыннан тыс режимінде қырлардағы домалақ қима элементтерінің жалпы есептік ауданы;

h – қарастырылатын секцияның биіктігі;

b – секцияның жалпы ені, 2.24 суретте көрсетілгендей.

$$\text{ЕСКЕРТПЕ } A_s = A_f + A_c + A_{c,sup}$$

K_{θ} мәні θ әдеттегі қолданылатын мәндері үшін 2.25 сурет бойынша қабылдауға болады. Домалақ қиманың элементтері Рейнольдстің тиімді саны $Re \leq 4 \times 10^5$ болса, сынға дейінгі режимінде болады және сыннан жоғары режимінде – Рейнольдс санының одан да жоғары мәндерінде, олардың мұздан бос болу шартымен ғана болатыны жіберіледі.

Re санының мәні (2.47) формула бойынша есептеледі, 2.3.1.2.5 тармақшасын қар..

Егер бір немесе барлық элементтерге қатысты сыннан жоғары ағын жіберілетін болса, одан да жоғары жүктеу $Re \leq 4 \times 10^5$ сәйкес келетін желдің төмен жылдамдығы кезінде пайда болмағанын тексеру қажет [B.2.2.1(1)÷(6)].

2.3.1.4.5 [B.2.2.2] Жалпы қалыпты күштің коэффициенттері

Жазық пен домалақ қималары бар элементтерден тұратын шаршы немесе үшбұрышты қиманың өзектік құралымының j секциясына қолданылатын $c_{f,s,0}$ жалпы қалыпты күштің коэффициенттерінің мәндері келесіге тең болып алынады:

$$c_{f,s,0,j} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_s} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_s}, \quad (2.64)$$

мұнда $c_{f,0,f}$, $c_{f,0,c}$ және $c_{f,0,c,sup}$ – жазық, сынға дейінгі домалақ және сыннан жоғары домалақ қималарының элементтерінен тұратын секциялар үшін күш коэффициенттері тиісінше келесі формулалармен ұсынылған:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2]; \quad (2.65)$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2; \quad (2.66)$$

$$c_{f,0,c,\sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)\}}, \quad (2.67)$$

C_1 келесілерге тең болған кезде: 2,25 – шаршы қима құралымдары үшін;

1,9 – үшбұрышты қима құралымдары үшін;

C_2 келесілерге тең болған кезде: 1,5 – шаршы қима құралымдары үшін;

1,4 – үшбұрышты қима құралымдары үшін.

мұнда φ , A_S , A_f , A_c , $A_{c,\sup}$ 2.3.1.4.4 тармақшасында белгіленген.

Сыннан жоғары режимдерінде домалақ қима элементтері үшін есептеген кезде бұл элементтердің сынға дейінгі режимдерінде болғанын консерваторлық түрде (кормен) жіберуге болады.

Күш коэффициенттерінің шамамен мәндерін 2.26 сурет бойынша қабылдауға болады.

2.3.1.4.6 [В.2.3] Сызықтық қосалқы элементтері үшін жел жүктеме коэффициенті

Жел жүктеме коэффициенті $c_{f,A}$ желдің бағыты тақтайдың биіктігі шегінде сызықтық қосалқы элементке болған кезде (толқын арнасын, фидердің және т.с.с. қоса алғанда) келесіге тең болып алынады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A}, \quad (2.68)$$

мұнда $c_{f,A,0}$ – мәндері жеке оқшауланған элементтері үшін 2.13 кестеде келтірілген Рейнольдстің тиімді санына байланысты және жеке қаңқалардан тұратын бөліктер үшін 2.3.1.4 тармақшасына сәйкес анықтауға болатын тиісті қосалқы элементі үшін жалпы қалыпты күштің (маңдай кедергі) коэффициенті;

K_A – ең негізгі құралымның қосалқы элементтің көлеңкелеуді экрандауды ескеру үшін азайту коэффициенті, ол құралымның ең болмаса бір қыры бұл элементті тиімді көлеңкелеген (немесе керісінше) жағдайда ғана алынады;

K_A 2.14 кестеде келтірілген, сыннан жоғары ағындағы домалақ қиманың элементтері үшін коэффициенттерден, сонымен қатар 2.3.1.4.7 тармақшаның шектеулеріне сәйкес келмейтін қосалқы элементтерден басқа, бұл жағдайларда $K_A = 1,0$.

ЕСКЕРТПЕ Егер A_A $A_{S-\text{тан}}$ көп болса азайту коэффициенті $c_{f,A}$ емес $c_{f,S,0}$ қатысты қолданылады. Осылайша, бұл жағдайларда:

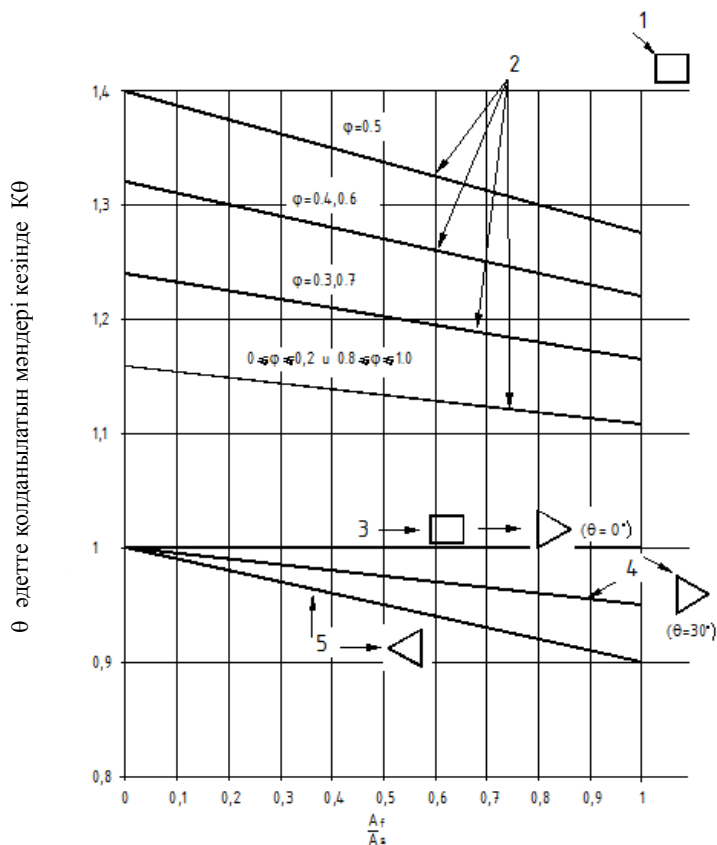
$$c_{f,S} = K_0 \cdot c_{f,S,0} \cdot K_A$$

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi$$

ψ – желдің сызықтық элементтің бойлық өсіне ылдйы;

A_A – қажет болған жағдайда көктайғақ қосылатын, желдің бағытында қарастырған кезде элементтердің көрінетін бөліктерінің ауданы. Науалары бар цилиндрлік элементтер үшін аудан науалардың екі есе тереңдігін қоса алғанда жалпы ені бойынша алынады;

ΣA – 2.3.1.4.4 тармақша бойынша алынады.



1 – Желдің бағыты;

2 – Шырша кескінді мұнаралар, желдің бағыты $\theta = 45^\circ$;

3 – Шаршы мен үшбұрышты кескінді мұнаралардың желге қарсы қырлары;

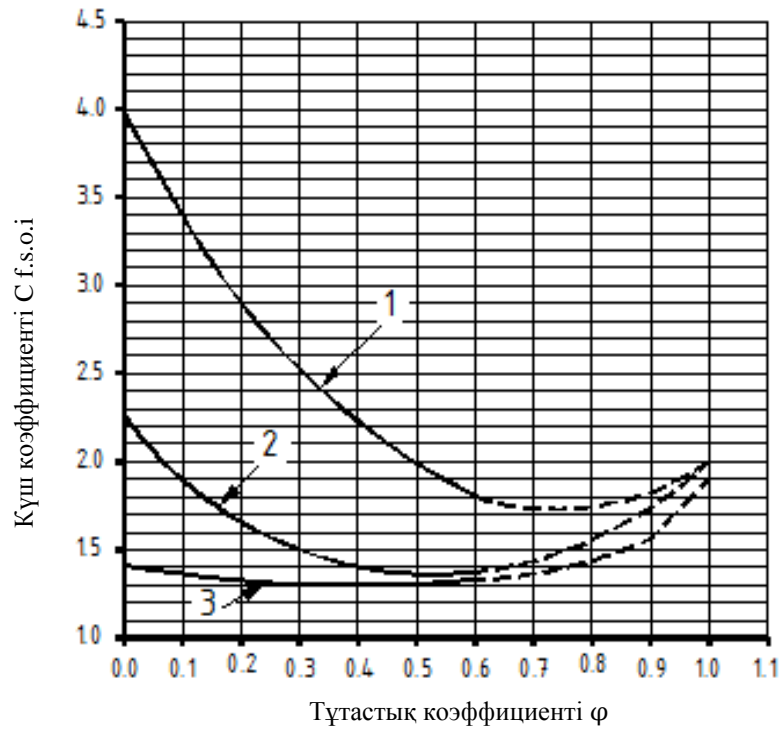
4 – Үшбұрышты кескінді мұнаралар, жел қырға параллельді;

5 – Үшбұрышты кескінді мұнаралар, жел $\theta = 180^\circ$ бұрышқа.

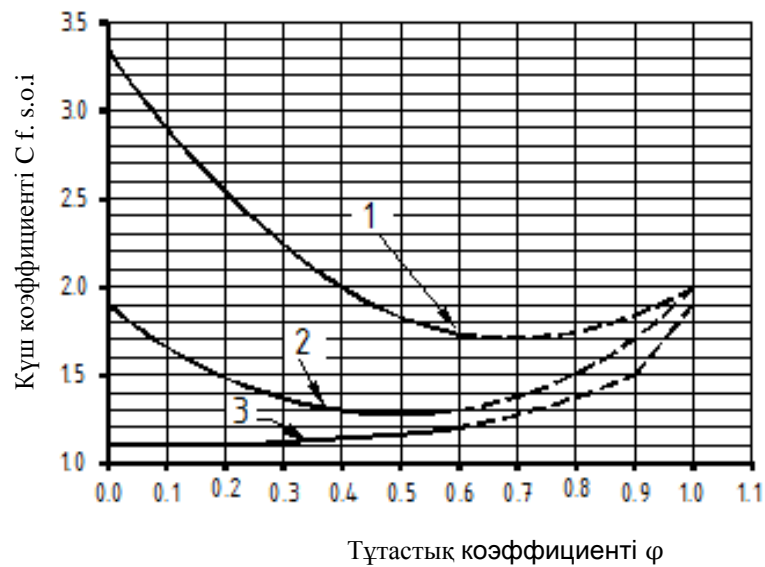
Символдардың белгіленуін 2.3.1.4.4 тармақшасында қар..

2.25 Сурет – Желдің әсер ету бұрыштың коэффициенті K_θ

а) Квадрат қиманың құралымдары



б) Үш бұрыштың қиманың құралымдары



1 – жазық; 2 – домалақ сынға дейінгі; 3 – домалақ сыннан жоғары

ЕСКЕРТПЕ $\phi > 0,6$ құралымдарда құйын қоздырудың әсерінен бүйірлік желге реакцияның болу мүмкіндігіне назар аудару қажет, EN 1991-1-4 қар..

2.26 Сурет – Шаршы немесе үшбұрыш қиманың құралымдары үшін жалпы қалыпты күштің коэффициенттері $c_{f,s,0}$

2.13 Кесте – Күштің $c_{f,A,0}$ және $c_{f,G,0}$ жеке элементтер үшін типтік коэффициенттер

Элементтің типі	Рейнольдстің тиімді саны Re (1 Ескертуді қар.)	Күш (мандай кедергі) коэффициенті $c_{f,A,0}$ және $c_{f,G,0}$	
		Мұзсыз	Мұзданумен
(а) Жазық табақшалар және илемделген темір	Барлық мәндер	2,0	2,0
(б) Домалақ қиманың прокаты және тегіс сым	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	4×10^5	0,6	1,0
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1,0
(в) Жіңішке бұрым арқандары, мысалы, болат білігі бар алюминийден жасалған домалақ, жабық есілген арқандар, 7 сымнан көп бұрымдарымен болат арқандар	Мұзсыз		
	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	–
	$\geq 10^5$	0,9	–
	Мұзданумен		
	$\leq 1 \times 10^5$	–	1,25
	$\geq 2 \times 10^5$	–	1,0
(г) Қалын бұрым арқандары, мысалы, жіңішке сымнан жасалған арқандар, домалақ бұрым арқандары, 7 сымнан ғана жасалған бұрымдары бар шиыршық (1x7)	Мұзсыз		
	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	–
	$> 4 \times 10^4$	1,1	–
	Мұзданумен		
	$\leq 1 \times 10^5$	–	1,25
	$\geq 2 \times 10^5$	–	1,0
(д) Тереңдігі $0,12D$ дейін шиыршық науасы бар цилиндрлік элемент (2 Ескертуді қар.)	Барлық мәндер	1,2	1,2
1 ЕСКЕРТПЕ Re тиісті аралық мәндеріне сәйкес келетін $c_{f,A,0}$ мәндерді сызықтық интерполяциямен шығаруға болады.			
2 ЕСКЕРТПЕ Бұл мәндер науаның еселенген тереңдігін қоса алғанда жалпы еніне негізделген.			
3 ЕСКЕРТПЕ Мұзданған элементтер үшін мәндер көктайғаққа жатады; олар қатқақ шөгінділерге қатысты қолданылса, ерекше назар аударған жөн (ISO 12494 қар.).			

2.14 Кесте – Қосалқы элементтер үшін азайту коэффициенті K_A

Қосалқы элементтердің күйі	Азайту коэффициенті K_A	
	Жоспардағы шаршы немесе тікбұрышты нысан	Жоспардағы үшбұрышты нысан
Секцияның ішінде	0,8	0,8
Секцияның сыртында	0,8	0,8

K_A төменде келтірілген шектеулердің кез келгеніне сәйкес келмейтін қосалқы элементтер үшін 1,0 тең болып алынады:

а) қарастырылатын қырға іргелес, сол қырдың құралымдық элементтердің есептік ауданынан төмен, қосалқы элементтердің жалпы есептік ауданы (2.24 Суретті қар.);

б) құралымның қандай болса да бетіне перпендикулярлы қандай болса да жеке ішкі немесе сыртқы қосалқы элементтің жалпы есептік ауданы тақтай бетінің толық ауданының жартысынан аз (2.24 Суретті қар.);

в) қандай да бір қосалқы элемент бұл деңгейдегі құралым қырының жалпы енінен кем дегенде 10 % нан шықпайды.

Қажет болса, тиісті айналдыру күшін T_{AW} мұндай айналдыру үшін күштің тиісті иінімен аэродинамикалық құбырда алынған коэффициентті қолданып есептеген жөн.

2.3.1.4.7 [B.2.4(1)÷(3)] Жеке қосалқы элементтер үшін жел жүктеме коэффициенттері

Сәуле түсіргіш сияқты жеке қосалқы элемент үшін, жалпы жел жүктеме коэффициенті $c_{f,A}$ желдің бағытында келесіге тең болып алынады:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A, \quad (2.69)$$

мұнда $c_{f,A,0}$ – аэродинамикалық құбырда сынаулар жүргізген кезде анықталатын және әдетте дайындаушымен ұсынылатын желдің тиісті бағыты мен жылдамдығы үшін жеке элементтің жүктеу коэффициенті;

K_A – 2.3.1.4.6 тармақша бойынша анықталады.

Бүйірлік жел жүктемесінң $c_{f,A,x}$ тиісті коэффициенттері және $c_{f,A,z}$ көтергіш күштің коэффициентін жоспардағы аталған бағытты орташа желдің бағытына қалпыты сияқты, ал $c_{f,A,0}$ бүйірлік жел мен көтергіш күш үшін тиісті коэффициент ретінде есептеу қажет.

Айналдырудың тиісті күш салмақ коэффициентін T_{AW} аэродинамикалық құбырдағы сынаулар нәтижесінде алынған, мұндай бұраудың тиісті иінімен үйлесімде тиісті коэффициентті пайдалана отырып, есептеу қажет.

2.3.1.4.8 [B.2.5] Созулар үшін жел жүктеме коэффициенті

Созу және желдің бағыты орналасқан жазықтағы созуларға перпендикулярлы жел жүктеменің коэффициенті $c_{f,G}$, келесіге тең болып алынады:

$$c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi, \quad (2.70)$$

мұнда $c_{f,G,0}$ – көктайғақсыз және көктайғақпен жағдай үшін мәндері 2.13 кестеде келтірілген, Рейнольдстің тиімді санына сәйкес келетін жалпы қалыпты күштің (мандай кедергі) коэффициенті;

ψ – созу өсіне еңкею бұрышы.

ЕСКЕРТПЕ Мұнда созу оқшаулағыштарына жел жүктемелері ескерілуі тиіс немесе созу ұзындығы бойынша орналасқан жеке элементтерге жел жүктеменің тиісті коэффициенттерін қолдану арқылы, немесе олардың $c_{f,G}$ әсерін ескере отыру қажет.

2.3.1.4.9 [B.2.6(1)÷(4)] Көктайғақ жағдайындағы жел жүктемесінң коэффициенттері

Көктайғақ жағдайында құралымның аэродинамикалық кедергісін және қосалқы элементтерін анықтаған кезде, құралымның әр элементі, қосалқы элементтер мен созуларды барлық жағынан қалыңдығы 2.3.2 тармағында келтірілген мәндерге тең мұзбен жабылған сияқты алу қажет.

Егер элементтер арасындағы саңылаулар мұздатылмаған күйінде 75 мм құраса, олар көктайғақ жағдайында мұзбен толығымен толтырылған деп қабылдауға жіберіледі.

Жеке элементтерге жүктеу коэффициенттерін 2.13 кесте бойынша қабылдау.

Кейбір созулар мұзбен жабылғанда, ал кейбіреулері көктайғақтан бос болған кезде ассиметриялық мұздануды қарастыру қажет (2.3.2 тармағын қар.).

2.3.1.4.10 [В.2.7.1] Жалпы жел жүктеме коэффициенті (нұсқа, 2.3.1.4.2 тармақшасын қар.)

Жалпы жел жүктеме коэффициенті c_f желдің бағытындағы тақтайдың биіктігінде үшбұрышты немесе шаршы қиманың құралымдары үшін немесе жақтары тең емес тікбұрышты үшін қимамен төменде келтірілген формулалар бойынша анықталады.

ЕСКЕРТПЕ Үшбұрышты немесе шаршы қиманың құралымдарын есептеген кезде 2.3.1.4.3 тармақшада келтірілген әдісті қолдану қажет.

Жалпы жел жүктеме коэффициенті c_f желдің бағытындағы тақтайдың биіктігінде келесідей анықтауға болады:

– тік бұрышты немесе шаршы қиманың құралымдары үшін:

$$c_f = c_{1e} \cdot \cos^2 \theta_1 + c_{2e} \cdot \sin^2 \theta_1 \quad (2.71)$$

– үшбұрышты қима құралымдары үшін:

$$c_f = c_{1e} \cdot \cos^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right) + c_{2e} \cdot \sin^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right), \quad (2.72)$$

мұнда c_{1e} – тиімді жел жүктеме коэффициенті, келесі түрде анықталады:

– тік бұрышты немесе шаршы қиманың құралымдары үшін:

$$c_{1e} = (c_1 + \eta_1 \cdot c_3) \cdot K_{\theta 1}$$

– үшбұрышты қима құралымдары үшін:

$$c_{1e} = \left\{ c_1 + \frac{\eta_1}{2} \cdot (c_2 + c_3) \right\} \cdot K_{\theta 1}$$

c_{2e} – тиімді жел жүктеме коэффициенті, келесі түрде анықталады:

– тік бұрышты немесе шаршы қиманың құралымдары үшін:

$$c_{2e} = (c_2 + \eta_2 \cdot c_4) \cdot K_{\theta 2}$$

– үшбұрышты қима құралымдары үшін:

$$c_{2e} = \left\{ c_2 + \frac{\eta_2}{2} \cdot (c_1 + c_3) \right\} \cdot K_{\theta 2}$$

$c_1 \div c_4$ – жел жүктеме коэффициенті, келесі формулалармен ұсынылған:

$$c_1 = c_{f,S1} \cdot A_{S1} / \Sigma A + c_{f,A1} \cdot A_{A1} / \Sigma A$$

$$c_2 = c_{f,S2} \cdot A_{S2} / \Sigma A + c_{f,A2} \cdot A_{A2} / \Sigma A$$

$$c_3 = c_{f,S3} \cdot A_{S3} / \Sigma A + c_{f,A3} \cdot A_{A3} / \Sigma A$$

$$c_4 = c_{f,S4} \cdot A_{S4} / \Sigma A + c_{f,A4} \cdot A_{A4} / \Sigma A$$

$A_{S1} \div A_{S4}$ – көктайғақты қоса алғанда 1, 2, 3 және 4 қырлар панельдерінің бір биіктігінің шегінде құралымдық элементтер сияқты қарастырылатын құрауыштардың, тиісінше 1, 2, 3 және 4 қырларына перпендикулярлы кескінделген аудандар, мұнда қажет (2.24 Суретті қар.);

$A_{A1} \div A_{A4}$ – көктайғақты қоса алғанда 1, 2, 3 және 4 қырлар панельдерінің бір биіктігінің шегінде қосалқы элементтердің тиісінше 1, 2, 3 және 4 қырларына перпендикулярлы кескінделген аудандар, мұнда необходимо (2.24 Суретті қар.);

$c_{f,S1} \div c_{f,S4}$ – 2.3.1.4.11 тармақшасына сәйкес анықтауға болатын құралымдық элементтер сияқты қарастырылатын құрауыштар үшін 1÷4 қырларына сәйкес келетін жел жүктеме коэффициенті;

$c_{f,A1} \div c_{f,A4}$ – жағдайға байланысты 2.3.1.4.6 және 2.3.1.4.7 тармақшаларына сәйкес анықталатын, бірақ барлық жағдайларда $K_A = 1,0$, құралымдық элементтер есебінде қарастырылмайтын қосалқы элементтердің 1-4 қырларына сәйкес келетін жел жүктеме коэффициенті;

ΣA – 2.3.1.1.12 тармақшасында дерексіз шама ретінде (келісім бойынша) алынуы мүмкін A_{ref} мәніне жеткенше.

η_1 және η_2 – құралымдық элементтер мен қосалқы элементтерді қоса алғанда, тиісінше 1 және 2 қырлардың кнлеңкелеуінің тиімді коэффициенттері:

– шырша қиманың құралымдары үшін η_1 және η_2 алынады: η_e

– үшбұрышты қиманың құралымдары үшін η_1 және η_2 қабылданады: $0,67\eta_e$

– тік бұрышты қималардың құралымдары үшін η_1 және η_2 қабылданады:

$\eta_e + 0,15 \cdot (\omega - 1) \cdot (\varphi - 0,1)$, бірақ 1,0-ден көп емес;

$\eta_e = \eta_f \cdot (A_f + 0,83 \cdot A_c + 2,1 \cdot A_{c,sup} + A_A) / (A_S + A_A)$, но не более 1,0;

$\eta_f - \eta_f = (1 - \varphi)^{1,89}$ формуламен ұсынылған және 2.27 суретте графикалық түрінде көрсетілген;

мұнда A_f , A_c , $A_{c,sup}$ – 2.3.1.4.4 тармақшаның анықтамалары бойынша 1 мен 2 қырларға қолданбалы;

$A_S = A_f + A_c + A_{c,sup}$ – 2.3.1.4.4 тармақшасын қар.;

A_A – жағдайға байланысты, құралымдық элементтер есебінде қарастырылмайтын қосалқы элементтердің 1-4 қырларына қолданбалы қосалқы элементтердің бетіне перпендикулярлы кескінделген аудан;

φ – 2.24 суретінде көрсетілгендей, 1 немесе 2 қырларына сәйкес келетін бірыңғайлық коэффициенті, бірақ құралымдық, сол секілді қосалқы элементтер сияқты қырларды қоса алғанда;

$$\text{осылайша, } \varphi = \frac{A_S + A_A}{h \cdot b}$$

ω – қарастырылатын қыр мен оған параллельді қырдың арасындағы арақашықтыққа тең, қарастырылатын қырдың еніне панель ауданының орталығы деңгейінде қарастырылатын қырдың еніне бөлінген, бірақ 1,0 деп алынатын тік бұрышты қима құралымы үшін арақашықтардың арақатынасы;

K_{01} және K_{02} – 2.3.1.4.4 тармақшасына сәйкес анықталады, 1 немесе 2 қырларға қолданбалы $(A_S + A_A) A_f$ және φ бұл тармақшада қалай анықталғаны.

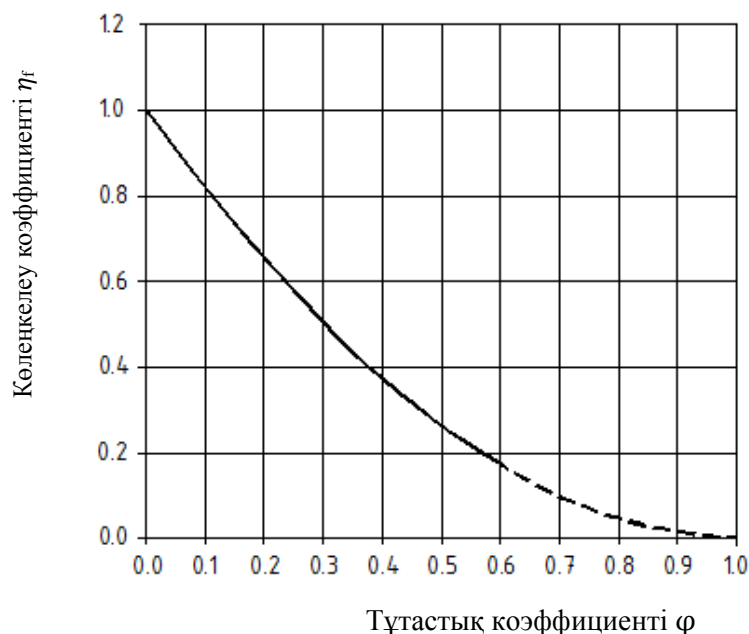
θ_1 – желдің 1 қырдың нормаліне бағытының ылдйы.

Құралымға қатысты с $\varphi > 0,6$ болған кезде құйын тәрізді қоздырудан болған бүйірлік желдің әсерін қарастыру мүмкіндігі қажет., ҚР ҚН EN 1991-1-4 қар..

Панельге бүйірлік желдің жалпы жүктеу коэффициенттерін $c_{f,x}$ (2.71), (2.72)

формулалар бойынша анықтауға болады, бірақ аталған бағытты жоспарда орташа желдің бағытына қалыпты ретінде қабылдап.

Жалпы жел жүктеме коэффициенті c_f полигональды құралымның панель биіктігіндегі желдің бағытында (қырлар саны 4тен көп) аэродинамикалық құбырда сынауларға жататын негізінде анықтау қажет, ҚР ҚН EN 1991-1-4 1.5 Бөлімшесіне сәйкес.



2.27 Сурет – жазық қимасы бар элементтерден тұратын жеке қаңқалар үшін η_f көлеңкелеу коэффициенті

2.3.1.4.11 [B.2.7.2] Жалпы жел жүкеу және жеке қаңқалар коэффициенттері

Жазық және түтікті қималарымен элементтерден тұратын жеке қаңқалар үшін қалыпты күштің коэффициентінің c_f мәндері келесіге тең болып алынады:

$$c_f = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S}, \quad (2.73)$$

мұнда $c_{f,f}$, $c_{f,c}$ және $c_{f,c,sup}$ – жазық, сынға дейінгі домалақ және сыннан жоғары домалақ қималарымен элементтер үшін қалыпты күш коэффициенттері, тиісінше келесі формулалармен ұсынылған:

$c_{f,f}$ – жеке рамалар үшін күш коэффициенті, келесіге тең:

$$1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \phi)^{1,8} \quad \phi \leq 0,6 \text{ үшін};$$

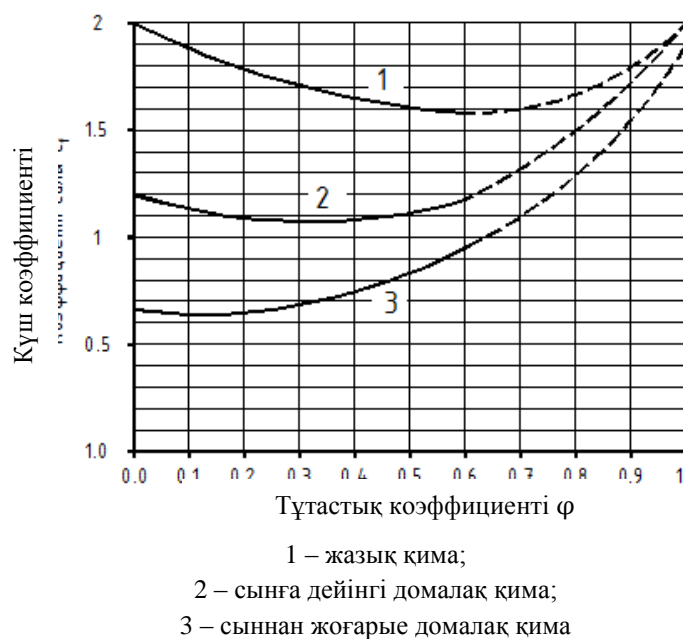
$$1,58 + 2,625 \cdot (\phi - 0,6)^2 \quad \phi > 0,6 \text{ үшін};$$

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \phi^2) \cdot c_{f,f};$$

$$c_{f,c,sup} = (0,33 + 0,62 \cdot \phi^{5/3}) \cdot c_{f,f};$$

A_f , A_c , $A_{c,sup}$, A_S және ϕ 2.3.1.4.10 тармақшасындағы анықтамаларға сәйкес.

Қалыпты күш коэффициенттерінің c_f шамамен мәндері 2.28 суретінде келтірілген.



ЕСКЕРТПЕ с $\varphi > 0,6$ құралымдарды 2.3.1.4.10 тармақшадан қар..

2.28 Сурет – Жеке қаңқалар үшін қалыпты күш коэффициенті c_f

2.3.1.5 Торлы мұнаралардағы желдің әсерінен күш салу

2.3.1.5.1 Статикалық әдістер үшін қағидаттар

(2.74) формуласында келтірілген шартты орындаған кезде, әдеттегідей, баламалы статикалық әдіс қолданылады, 2.3.1.5.2 тармақшасын қар.. Кері жағдайда одан да күрделі әдістерді қолдану қажет, мысалы, спектральды талдау әдісін, 2.3.1.5.9 тармақшасын қар..

Баламалы статикалық әдіс осы нұсқаулыққа сәйкес жобалануы мүмкін, мұнаралардың көбісі үшін типтілік күштерді динамикалық үлкейтуге рұқсаттарды қамтиды. Статикалық рәсімнің іске асатындығын тексеру (2.74) формулаға сәйкес тек қана құрал ретінде қарастырылады. Динамикалық жүктеудің өсімі әдетте кез келген мұнараның жоғарғы панельдерінде өседі, әсіресе қосалқы элементтердің үлкен санын қадала орнату кезінде немесе ойыс кескінді (Эйфелизация) қолданған кезде. Мұндай жағдайларда статикалық әдісті қолданған кезде, типтік құралымдарға қарағанда бұл әсерлер едәуір жоғары мұнараларға ерекше назар аудару қажет.

Баламалы статикалық әдісті келесі жағдайда қолдануға болады:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_S \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 < 1, \quad (2.74)$$

мұнда $c_{f,T} \cdot A_T$ — панельдерге әсер ететін (қосалқы элементтерді қоса алғанда), мұнараның басынан бастап, $c_{f,T} \cdot A_T$ соммасы барлық мұнаралар үшін $c_{f,T} \cdot A_T$ қосындылаудың жалпы нәтижесінен $1/3$ бөлігінен аз болмайтындай, жел жүктеме соммасы (m^2);

ρ_S — мұнара құралымның материалының тығыздығы ($кг/м^3$);

m_T – $c_{f,T}$ құрайтын панельдердің жалпы массасы (кг);

h – мұнаның биіктігі (м);

h_T – $c_{f,T}$ құрайтын, бірақ $h/3$ аспайтын панельдердің жалпы биіктігі (м);

τ_0 – 0,001 м тең алынған көлем/кедергі константасы;

d_B – жел бағытының өлшемі,

– тікбұрышты қиманың мұнаралары үшін d іргесіне (м);

– үшбұрышты қиманың мұнаралары үшін іргесінің 0,75 еніне (м) тең.

2.3.1.5.2 [B.3.2.1] Баламалы статикалық әдіс (Жалпы ереже)

Қаттылықтың (тордың) триангуляцияланған байланыстары бар, жел жүктемесі

2.3.1.4 тармақшасын ескерумен есептелген қосалқы элементтермен немесе оларсыз тіреу тіректерден (белдеулерден) тұратын симметриялық мұнаралар үшін, құралымның элементтеріндегі максималды күштер 2.3.1.5.3÷2.3.1.5.7 тармақшаларына сәйкес анықталуы тиіс. Қаттылықтың триангуляцияланған байланыстары бар және жел жүктемесі 2.3.1.4.10 тармақшасын ескерумен есептелген қосалқы элементтермен тіреу тіректерден тұратын симметриялық емес мұнаралар үшін, құралымның элементтеріндегі максималды күштерді 2.3.1.5.8 тармақшасына сәйкес анықталу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Үшбұрышты және шаршы қималардың симметриялық мұнараларға қатысты жел жүктемелер бүйірлік желдің бағытында маңызды болып табылмайды және сондықтан жобаланған кезде ескерілмеу мүмкін. Симметриялық емес мұнараларға қатысты мұндай жүктеулер ескерілуі тиіс.

2.3.1.5.3 [B.3.2.1] Мұнараға жел жүктемесі

Мұнараға желдің бағытындағы жел жүктемесі 2.3.1.1.12 тармақшасына сәйкес анықталады, бірақ 2.3.1.4 тармақшасында келтірілген жел жүктеменің коэффициенттерін қолданумен.

Желдің бағыты мұнараға болған кезде орташа желдің жүктеуі $F_{m,w}(z)$ келесідей алынады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \Sigma c_f \cdot A_{ref} \quad (2.75)$$

Желдің бағыты мұнараға болған кезде желдің екпінінен баламалы жүктеу $F_{T,w}(z)$ келесі формула бойынша анықталады:

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m/h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right], \quad (2.76)$$

мұнда I_v – турбуленттің қарқындылығы, 2.3.1.1.10 тармақшасына сәйкес ;

$c_s c_d$ – құралымдық коэффициент, 2.3.1.1.13 тармақшасына сәйкес;

z_m – высота над основанием, на которой необходимо определить воздействие нагрузки;

h – жалпы мұнаның биіктігі;

$c_0(z_m)$ – орографиялық коэффициент, 2.3.1.1.9 тармақшасына сәйкес.

2.3.1.5.4 [B.3.2.2.2] Мұнара құралымның элементтеріндегі есептік күштер немесе іргеге жүктеулер

Құралым элементіндегі немесе іргеге жүктеудің максималды күшін S_{\max} $F_{m,w}$ негізінде анықтау қажет және коэффициентті ескеріп үлкейту қажет (сонымен қатар (2.76) формуласын қар.):

$$S_{\max} = S_{m,w} \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right], \quad (2.77)$$

мұнда $S_{m,w}$ – құралым элементіндегі күш немесе орташа жел жүктеменің негізінде анықталған іргеге жүктеу $F_{m,w}$;
 $c_0(z_m)$ – 2.3.1.5.3 тармақшасында анықталған.

2.3.1.5.5 [B.3.2.2.3] Жылжудан күштерді есептеу үшін жүктелу

Қаттылық байланыстарында (торларда) күшті есептеген кезде қолданылатын жүктелулер мұнараның конфигурациясын ескеруі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Іргеге көлденең күштер 2.3.1.5.4 тармақша бойынша анықталады.

Кескіндеу кезінде тіреу тіректері (белдеулері) мұнараның басында қиылысатындай сол тіреу тіректердің ылдйымен мұнаралар үшін (2.29 (а) Суретті қар.), байланыс элементтеріндегі максималды күштер немесе берілген деңгейде жылжыту күші 2.3.1.5.4 тармақшасына сәйкес анықталады.

ЕСКЕРТПЕ Тіректердің ылдйы өзгерген кезде қаттылық байланыстарындағы күштер тіреу тіректер мен жылжыту күшіндегі күштердің құрауыштарын қамтуы мүмкін.

Қарастырылатын тақтайдың тіреу тіректері кескіндеу кезінде мұнараның басынан төмен қиылысатындай еңкейген мұнаралар үшін (2.29 (б) Суретті қар.), аймақтық (патч) жүктеулермен, келесіні қолданып, екі есепті жасау қажет:

а) қиылысу астындағы орташа желдің жүктеуін және қиылыс үстінен желдің екпінінен болған баламалы жүктеу $F_{T,w}(z)$;

б) қиылысу үстінен орташа желдің жүктеуін $F_{m,w}(z)$ және қиылыс астындағы желдің екпінінен болған баламалы жүктеу $F_{T,w}(z)$.

Мұндай қиылыстардың бірден көп болған кезде әр панель үшін аймақтық жүктеумен екі есептен жасау қажет 2.29 (в) Суретті қар..

ЕСКЕРТПЕ Қиылысудың үстінгі нүктесі үстінен қаттылық байланыстары үшін мұнараның басының үстінен қиылысатын тіректер ылдйы бар мұнаралар үшін әдісті қолдануға болады.

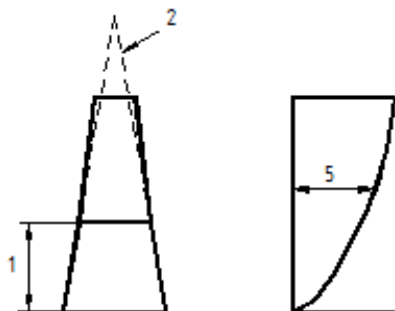
2.3.1.5.6 [B.3.2.2.4] Мұнараны ұстайтын арқандар мен созуларға жүктеу

Арқандар мен созуларға максималды жел жүктемесін желдің бағытында $F_{c/Gw}(z)$ келесіге тең алған жөн:

$$F_{c/Gw}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \Sigma c_{f,G} \cdot A_G \cdot \left[1 + \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z)} \right], \quad (2.78)$$

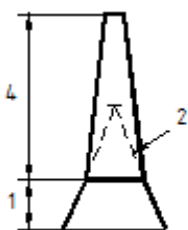
мұнда $q_p(z)$ – тростың есептік биіктігіне жылдамдық қысымының шекті мәні, 2.3.1.1.11 тармақшасына сәйкес анықталатын жер бетінің үстінен z метр;

$\Sigma c_{f,G}$ – желдің бағытында созуға/арқанға жалпы жел жүктеме коэффициенті, 2.3.1.4.8 тармақшасына сәйкес анықталады.

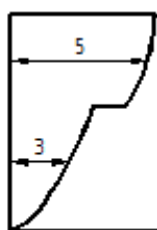


а) 1 жағдай

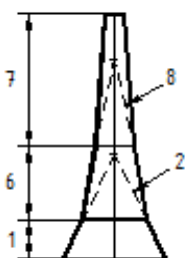
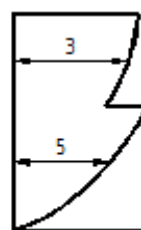
Жылжудың барлық күш салулары жел қарқындарына коэффициентті ескерумен орта желдің жүктемесінен анықталады



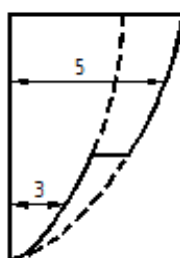
б) 2 жағдай



Патч - «А» панеліне жүктеме



б) 3 жағдай



«А» панеліне жүктеме

Патч 1 _____

Патч 2 _____



«Б» панеліне

Патч 1 _____

Патч 2 _____

1 – «А» панелі; 2 – «А» панелінің тіреу тіректердің проекциясы; 3 – орташа жел;

4 – 1 жағдайда сияқты «А» панелі, панельдерді жоғары қар.;

5 – Жел екпінінен жүктеу; 6 – «Б» панелі;

7 – 1 жағдайда сияқты «Б» панелі, панельдерді жоғары қар.;

8 – «Б» панелінің тіреу тіректердің проекциясы

2.29 Сурет – Жылжыту аймақтық (патч) жүктеу

2.3.1.5.7 [B.3.2.2.5] Ауытқулар мен бұрылыстарды есептеген кездегі жүктеу

Ауытқулар мен бұрылыстардың, әдеттегідей, пайдаланушылық жарамдылығына талаптарды орындау үшін ғана мәндері бар. Пайдаланушылық жарамдылықтың қағидаттары тапсырыс берушімен жобаға техникалық талаптарында белгіленуі тиіс (7 бөлімді қар.).

2.3.1.5.8 Симметриялық емес мұнаралар және жабдықтауы күрделі мұнаралар үшін жел жүктемесі

Симметриялық емес мұнаралар немесе симметриялы емес орналасқан үлкен өлшемді қосалқы элементтері (жабдығы) және/немесе маңызды бұрмалау мен көлденең жүктеуді болдыратын арқандары бар мұнаралар үшін, жалпы жүктеуде желден күшті анықтау үшін желдің бағытында, сол секілді бүйірлік желдің бағытында да, мұнараның жеке бөліктеріне желдің құрастырылған әсерін ескеру қажет, қажет болған жерде.

Бүйірлік желдің құйын ағындарынан болған ауыспалы (пульсациялық) жүктеуден күшті желдің бағытындағы жүктеуден күштердің үйлесімінде ескеру қажет.

Жалпы күшті анықтау үшін, мұндай жағдайларда орташа жел жүктемесінен желдің бағытында ауыспалы (пульсациялық) жел жүктемесінен бөлу қажет. Сондықтан мұнара құралымның есептелуі орташа жел жүктеме үшін, 2.3.1.5.3 тармақшасында көрсетілгендей, желдің бағытында ($F_{m,w}(z)$) жүргізілуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Арқандар болған жағдайда арқандарға орташа жел жүктемесін қолдану қажет $F_{m,GW}(z)$ (2.3.1.5.6 тармақшасын қар.).

Солай болса, жеке күштерді келесі түрде есептеу қажет:

а) орташа жел жүктемесінен күш $S_{m,TW}$ орташа жел жүктемесінен $F_{m,TW}(z)$ анықталады;

б) ауыспалы сызықтық жел жүктемеден күш $S_{1,TW}$ келесі формула бойынша анықталады:

$$S_{1,TW} = S_{m,TW} \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \cdot (1 + 0,2 \cdot (z_m/h)^2) \quad (2.79)$$

в) бүйірлік желдің бағытындағы құйын ағындардан бүйірлік желдің ауыспалы күшін ($S_{1,TX}$), басқа ақпарат болмаған жағдайда, келесі формула бойынша анықталады:

$$S_{1,TX} = K_x \cdot \left(\frac{\Sigma c_x}{\Sigma c_f} \right) \cdot S_{1,TW}, \quad (2.80)$$

мұнда K_x – бүйірлік желдің құйын ағыннан күш үшін түзеткіш коэффициент.
 $K_x = 1,0$ мәні Ұлттық қосымша бойынша алынған.

Σc_x – қарастырылатын тақтайдың биіктігіндегі құралымның (және болған жағдайда қосалқы элементтердің) көлденең көтергіш күшінің коэффициенті;

Σc_f – 2.3.1.4.3 тармақшасына сәйкес.

ЕСКЕРТПЕ Бүйірлік желдің құйын ағындары тіпті симметриялық емес мұнараларда да ауыспалы жел жүктемелерін шақыртады; бірақ мұндай жүктеулер, әдеттегідей, сындарлы жүктелген элементтерге әсер етпейді (қажу жүктеуден басқа).

Желдің әсерінің нәтижесіндегі жалпы жүктеуден ΣS_T кез келген элементтегі күш келесіге тең болып алынады:

$$S_T = S_{m,TW} + S_{m,GW} + \sqrt{S_{1,TW}^2 + S_{1,TH}^2 + S_{каната}^2}, \quad (2.81)$$

мұнда $S_{m,GW}$ – (2.78) формуласында жел жүктеменің құрауышынан алынған арқандарға орташа күш;

$S_{канатов}$ – (2.78) формуласында жел жүктеменің пульсациялық құрауышынан алынған арқандарға ауыспалы (пульсациялық) күш [B.3.2.2.6].

2.3.1.5.9 [B.3.3] Спектрлік талдаудың әдісі

Егер күштер бойлық жел жүктемеден спектрлік талдау көмегімен есептелетін болса, онда қабылданатын метеорологиялық жағдайлар айтылмаш ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес болу керек, ал жел жүктеменің коэффициенттері 2.3.1.4 Тармақшасы бойынша қабылдану керек. Бұдан басқа, ҚР ҚН EN 1991-1-4 Қосымшасы бойынша анықталатын параметрлер, дәлірек деректеменің жоқтығында қабылдану керек.

Ауыспалы (пульсациялық) күштер желдің бағыты бойынша жүктемеуден болатын күштермен бірге ескеруге қажетті, құйын тәрізді бүйірлік желді тудырады. Ықтасын күштер үшін қабылданғандарға лайықты, тиісті параметрлерді анықтау қажет.

2.3.1.5.10 [B.3.4] Бүйірлік жел кезінде құйынның пайда болу әсерінен туған ауытқулар.

Егер мұнаралардың үлкен мөлшерлі призмалық, цилиндрлік және нашар сүйірлі формасы болса, немесе олар мұздың қалың қабатымен жабылу мүмкіндігінің бар болуы жорамалданады, құйын тәрізді қоздырумен және/немесе шоқырақтаумен тудырылған олардың ауытқуларға (резонансқа) қабілеттілігін анықтау қажет, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес.

2.3.1.6 Созулары бар діңгектер үшін желдің әсерінен болған күштер

2.3.1.6.1 [B.4.1] Жалпы ереже

Діңгектер мен іргетастардың элементтерін есептеу кезіндегі қарастырылуға жататын барынша көп күштерді, құйын тәрізді ағымдардан болған күштерді есептеу үшін келісті жорамалдармен анықтау қажет.

Осындай күштер баламалы статикалық күш-салмақтардың орташа маңызды желдің 10 минуттық әсеріне тең, желдің бағыты бойынша ғана іске асатын, сонымен қатар, желдің бағыты бойынша ұйтқымалылығының нәтижесінде болған ауыспалы жүк-салмақ және қажет кезде, бүйірлік жел кезінде қорытқы әсері болып көрінеді.

2.3.1.6.2 [B.4.2] Статикалық әдістерді қолданудағы негізділігінің өлшемдері

Әдетте, статикалық әдістер діңгектердің элементтеріндегі барынша көп күштерді анықтау үшін қолданылады (2.3.1.6.3÷2.3.1.6.11 Тармақшаларды қар.). Спектрлік талдау әдісін (2.3.1.7 Тармақшаны қар.) динамикалық әсерге қатысты маңызды реакцияларға бейімді, діңгектерге қатысты ғана пайдалану қажет.

Маңызды экономикалық салдарын туғызатын немесе әлеуетті қауіпсіздік

күйзелістерін туғызатын көптеген діңгектердің есебін (2.3. Бөлімшесін қар.), спектрлік талдау әдісі бойынша тексеру қажет, егер бұл жобалық талаптарда ескерілген болса.

Статикалық әдістерді есептеуді пайдаланған кезде келесі талаптар орындалу керек:

а) жоғары созудың қабатының үстіндегі кез келген консольдың жалпы ұзындығы соңғыдан бұрынғы және жоғарғы созуладың арасындағы арақашықтықтың жартысынан кемін құрайды;

б) β_s параметрі 1-ден кем, бұл

$$\beta_s = \frac{4 \cdot \left(\frac{E_m \cdot I_m}{L_s^2} \right)}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N K_{Gi} \cdot H_{Gi}} < 1, \quad (2.82)$$

$$\text{бұл } K_{Gi} = 0,5 \cdot N_i \cdot A_{Gi} \cdot E_{Gi} \cdot \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi} \quad (2.83)$$

N – созулар қатарларының саны;

A_{Gi} – i бекіткіш қабатындағы созулардың көлденең кесігінің ауданы;

E_{Gi} – i бекіткіш қабатындағы созудың білік иілгіштігінің үлгісі;

L_{Gi} – i бекіткіш қабатындағы созудың ұзындығы;

N_i – i бекіткіш қабатында бекітілген созулардың саны;

H_{Gi} – діңгек негіздемесінің i – бекіткіш қабатының биіктігі;

α_{Gi} – i бекіткіш қабатының көлденеңдегі созу еңкіші;

E_m – діңгек иілгіштігінің үлгісі;

I_m – иілім кезіндегі діңгектің серпінінің орташа кезеңі;

L_s – созулардың бекіткіш қатарларының арасындағы орташа арақашықтығы.

в) Q параметрі 1-ден кем, бұл

$$Q = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{H \cdot V_H}{D_0}} \cdot \sqrt{\frac{m_0}{H \cdot R}}, \quad (2.84)$$

бұл m_0 – діңгек ұзындығының орташа салмақты бірлігі, қосымша құрылғыларды қоса (кг/м);

D_0 – ани мачты діңгек шегінің орташа жалпақтығы (м);

V_H – діңгек шыңындағы (м/сек) желдің орташа жылдамдығы v_e ;

R – 2.3.1.4.4 Тармақшада анықталатын, ΣA ауданына c_f қарсылық коэффициентің әсер етуінің орташа көлемі;

H – Бар болу кезіндегі консольмен бірге діңгектің биіктігі (м).

Егерде, жағдайлардың кез келген біреуі орындалмаса, талдаудың спектрлік әдісін пайдалану керек. (2.3.1.7 Тармақты қар.)

2.3.1.6.3 [B.4.3.1] Эквиваленттік статикалық әдістер (Жалпы ереже)

Діңгекке әсер тигізетін, динамикалық жел жүктемесітарды есептеу үшін желдің патч-жүктемеумен ұлғайтылған, орташа желдің жүктеменің негізіндегі аймақтық патч-күш-салмақтардың статикалық кестелер сериясы бойынша діңгектің есептеуін жасау керек. Бұл әдістің қолданысы әрбір қарастырылатын әдістерге қатысты желдің бірнеше статикалық есептеулерінің орындалуын талап етеді және қорытындылары максималды сипаттамаларды қамтамасыз ету үшін араластырылып құралады.

Қосымша құрылғыларсыз немесе желдің бағытына қатысты қарастырылатын,

симметриялы орналасқан қаттылықтың (торлардың) үшбұрыштандырылған байланыстарымен, динамикалық әсерленгіштікке шалдықпайтын симметриялық кесіктік діңгектердегі максималды күштері, 2.3.1.6.4÷2.3.1.6.11. Тармақтарының негізінде шығарылады.

Желдің қарастырылатын бағытына қатысты симметриялы емес орналасқан, қосымша құрылғылары бар діңгектердің қатыстына қарай, 2.3.1.6.11 Тармақшасына сәйкес, бүйірлі желдің әсерінің салдарынан іске асатын, қосымша күштерді анықтау қажет.

Есептеу кезінде күш-салмақтардың төменде көрсетілген жағдайларын қарастыру қажет.

2.3.1.6.4 [B.4.3.2.1] Орташа жел жүктемесі

Орташа желдің ықпалының нәтижесінде, $F_{m,w}$ діңгегіне қарай желдің бағыты бойынша жел жүктемесі келесідей қабылданады,

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref}, \quad (2.85)$$

бұл $c_w(z)$ – құралымның желдік жүктеменің коэффициенті (және бар болғандағы қосымша элементтер), желдің бағыты бойынша қарастырылатын діңгектің секциясына, құрылыс алаңының жер деңгейінен z метр биіктігінде, 2.3.1.4.3. Тармақшасына сәйкес анықталған.

Күш-салмақтар секциялардың биіктік шамасыныда, жер алаңдарының орталық деңгейінде әрекет етуі тәрізді қабылданады. (бар болғандағы, қосымша элементтерді қоса)

Созулармен және желдің бағыты орналасқан жазықтықтағы созуларға перпендикулярлы $F_{GW}(z)$ созулардың желдік күш-салмағы орташа желдің ықпалының нәтижесінде келесідей қабылданады:

$$F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot c_{f,G}(z) \cdot A, \quad (2.86)$$

бұл $c_{f,G}(z)$ – қарастырылып отырған созулардың желдік жүктеменің коэффициенті, 2.3.1.4.8. Тармақшасы бойынша анықталған

Егер тең мөлшерлі күш-салмақтар тіркелсе, онда $q_p(z)$ діңгекке қатысты бекіткішті 2/3 биіктігінде желдің жылдамдығы үшін қабылдау қажет.

Орташа желдің әрекетінің ықпалы нәтижесіндегі S_m күшін, орташа желдің $F_{m,w}$ және F_{GW} күш-салмақтары арқылы геометриялық сызықтық емес статикалық есептеу арқылы діңгектің әрбір компоненттері үшін анықтау қажет.

2.3.1.6.5 [B.4.3.2.2] Аймақтық (патч) күш-салмақтар

Орташа желдің күш-салмақтарына қосымша, 2.3.1.6.4 Тармақшасына сәйкес алынған, төменде көрсетілген (патч) жүктемелер діңгектің оқпанына келесі түрде тіркеледі:

– діңгек оқпанының әрбір бойына созулардың бекіткіштерінің көршілес қатарлары арасындағы (және діңгек негізі мен бірінші созулар қатарларының арасындағы);

– консольға егерде, бұл маңызды болса;

– көршілес бойлардың орталыған орталығына дейінгі;

– созулар бекіткіштердің бірінші қатарының биіктігінің негізінен ортасына дейінгі;

– Бойлардың ортасынан соңғының алдындағы және жоғарғы созулардың арасындағы, егерде, бұл маңызды болса, консоль қосылады.

Бұл кестелер 2.30 Суретте көрсетілген. Аймақтық жүктеме келесі формула бойынша анықталады.

$$F_{PW}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref} \quad , \quad (2.87)$$

бұл $c_w(z)$ – 2.3.1.6.4 Тармақшада анықталған.;

k_s – ықтимал кездейсоқтықтарды анықтайтын, ауқымдау коэффициенті;

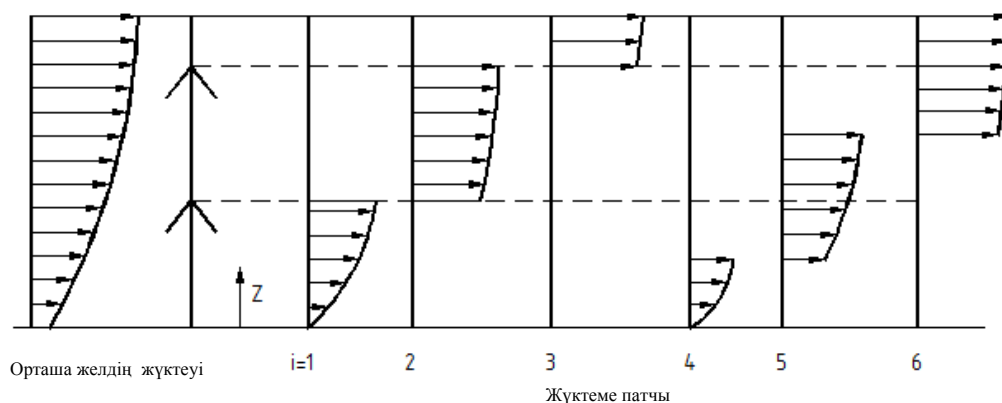
$I_v(z)$ – 2.3.1.1.10 Тармақшада көрсетілгендей, меншіктік және орографиялық ерекшеліктеріне байланысты, турбулент қарқындылығы.;

$c_0(z)$ – орография коэффициенті, 2.3.1.1.9. Тармағына сәйкес анықталған.

1 ЕСКЕРТПЕ k_s Ауқымдау коэффициенті созулары бар деңгейлердің мультимодальды реакциясын ескереді.

2 ЕСКЕРТПЕ Значение коэффициента масштабирования k_s Ауқымдау коэффициентінің маңызы $k_s = 3,5$ Ұлттық қосымша арқылы қабылданған.

3 ЕСКЕРТПЕ Жеңілдету мақсатында, тең өлшемді аймақтық жүктемелер үшін $I_v(z)$ және $q_p(z)$ аймақтың шыңының биіктігіне тең z мәнін қабылдау арқылы анықталуы мүмкін.



2.30 Сурет – Аймақтық жүктеменің Қосымшасы

Бұл аймақтық жүктемелер 2.3.1.6.4. Тармақшасына сәйкес анықталатын, орташа жел жүктемесінде діңгекке тіркелу керек.

50 метрлік биіктігі бар діңгектерді барлық діңгекке әрекет ететін орташа және аймақтық жүктемелермен тек қана бір жағдайды қарастыру қажет.

1 ЕСКЕРТПЕ Бұл жағдайларда, әрбір бойда қаттылықтың жылжу байланыстары бұл бойда, жылжудың (және онымен байланысты бұраулардың) максималды күшінің есебімен бірге жобалануы керек.

2 ЕСКЕРТПЕ Бұл жағдайларда, әрбір бойдағы тіректік тіреулер және олардың қосылыстары бұл бойдағы тіреуге максималды (минималды) жүктеме есебімен бірге жобалануы керек.

3 ЕСКЕРТПЕ Бұл жағдайларда, егерде діңгекте консоль болса, онда мына жағдайлар қарастырылуы керек: (i) консольға орташа және аймақтық жүктемелер және діңгекке орташа жүктеме және (ii) консольға орташа жүктеме және діңгекке орташа және аймақтық жүктемелер.

2.3.1.6.6 [В.4.3.2.3] Созулардың жүктелуі

Діңгектің тіреуінің аймақтық (патч) жүктелуінің әрбір жағдайында, 2.3.1.6.5 Тармақшасында көрсетілгендей, созуларға аймақтық желдің жүктелуі $F_{PG}(z)$ дәл сондай шектерде тіркелуі керек, 2.31. Суретке қара. Бұл аймақтық жүктемелер, созу мен желдің бағыты орналасқан, жазықтықта әрбір созуларға перпендикулярлы тіркелуі керек, және қабылдану керек:

$$F_{PG}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \cdot c_{f,G}(z) \cdot A, \quad (2.88)$$

бұл k_s – аумақтау коэффициенті;

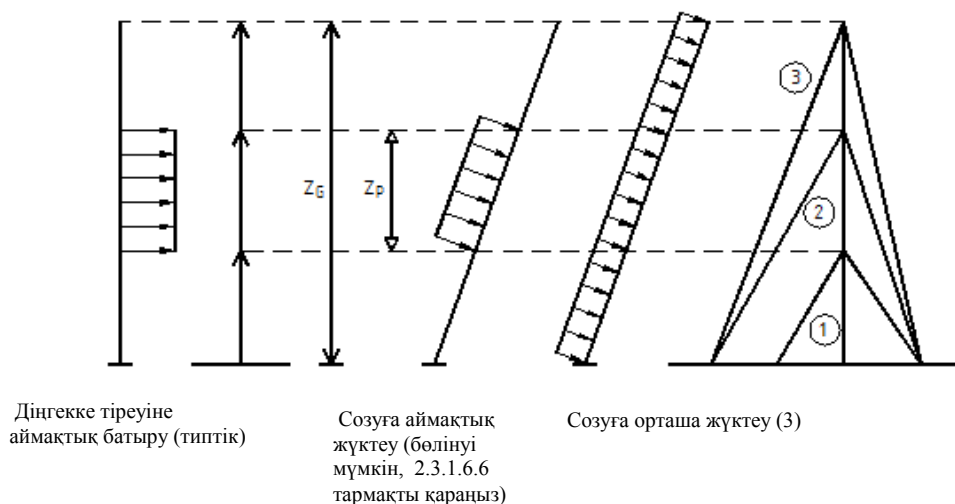
$c_{f,G}(z)$ – желдің жүктемесінің коэффициенті, созу мен желдің бағыты орналасқан жазықтықта созуға перпендикулярлы, 2.3.1.4.8. Тармақшасына сәйкес анықталатын.

1 ЕСКЕРТПЕ аумақтау коэффициенті k_s созулары бар діңгектердің мультимодальды реакциясын ескереді.

2 ЕСКЕРТПЕ Аумақтау коэффициенті k_s маңызы Ұлттық қосымша бойынша қабылданған $k_s = 3,5$

Жеңілдету мақсатымен, аймақтық жүктемелер жоғарыда көрсетілген желдің жүктемесінің z_p/z_G арақатынасына көбейту жолы арқылы қарастырылатын созулардың барлық биіктігіне таратылу мүмкіндігі бар:

бұл z_p – созудағы аймақ биіктігі; және
 z_G – діңгекке қарай созудың бекіткіш биіктігі.



2.31 Сурет – Созулардың аймақтық жүктелуі

2.3.1.6.7 [B.4.3.2.4] Аймақтық жүктемеден күштерді анықтау

Аймақтық жүктемелердің (S_{PLi}) дәйекті түрде тіркелгендердің әрбіреуінен алынған, созулар мен діңгектердің тіреу элементтерінің әрбіреуіндегі күштерді есептеп шығару керек.

Бұл тек орташа жүктемеден болатын және орташа жүктемелер мен күштердің

үйлесуі арқылы аймақтық жүктемелердің күштері арасындағы айырмаларын есептеп шығару арқылы іске асады.

Содан соң, бұл күштер квадраттардың жиынтығынан шаршы түбірі арқылы қиыстырылады, немесе:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2}, \quad (2.89)$$

бұл S_{PLi} – i -жүктелу кестесінен күштер;

N – нагужения жүктелулердің қажетті кестелерінің жалпы саны;

S_p – аймақтық жүктемеден болатын жалпы әрекеттегі күштер.

2.3.1.6.8 [B.4.3.2.5] Жалпы күштер

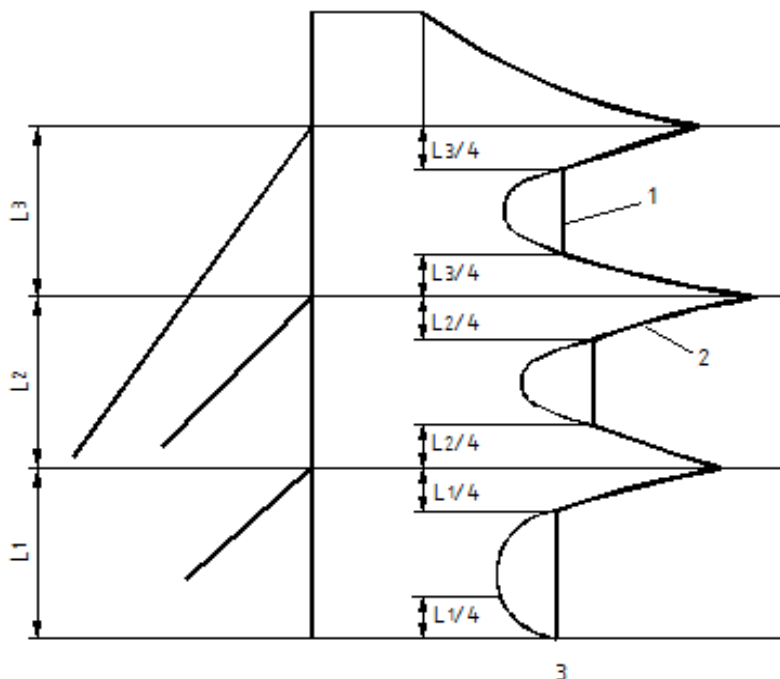
S_{TM} дінгектің тіреу элементтерінің әрбіреуі үшін жалпы күш формула бойынша анықталады:

$$S_{TM} = S_M \pm S_p, \quad (2.90)$$

бұл S_M – 2.3.1.6.4 Тармақшасында анықталған, орташа желдің әрекетінен болатын күш;

S_p – 2.3.1.6.7 Тармақшасында анықталған, ауыспалы жүктеменің әрекетінен болатын күш, максималды күш алу үшін белгіні пайдалану арқылы.

(2.90) Формулаға сәйкес, жалпы күшті есептеу кезінде, дінгек тіреуінің әрбір бойының жылжу байланысында, минималды маңызы бойдың шегінде максималды маңызына тең болып қабылдану керек, созудың (немесе дінгектің негіздемесі, егерде бұл маңызды болса) бекіткіш деңгейінен әрбір көршілес қатар үшін бойдың бір ширектік қашықтығында есептелген. Берілген мәнмәтінде «бой» термині созудың бекіткіш көршілес қабаттарының арасындағы немесе бекіткіш қатарының төменгі және негізі арасындағы арақашықтықты анықтайды (2.32 - Суретті қар.).



1- Бұл аралықта қабылданатын минималды мән;

2- Ескертпені қараңыз; 3- Жылжу байланысындағы күш салу

ЕСКЕРТПЕ Қисық күшті айналдыратын, аймақтық жүктеменің әрекетінен болатын қаттылық байланыстарында (абсолюттік мағыналар көрсетілген).

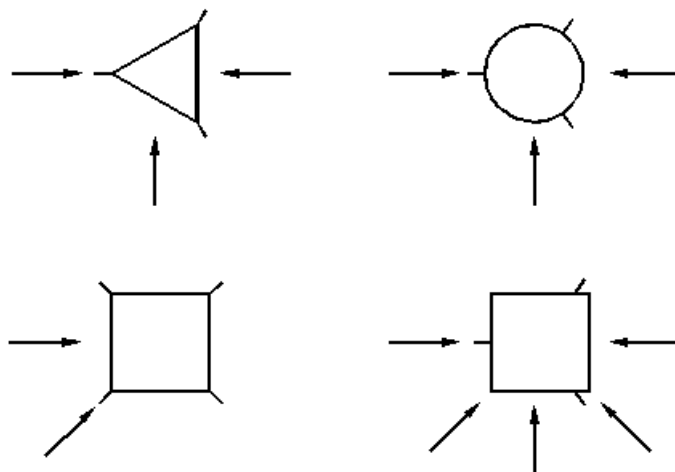
2.32 Сурет – Діңгек тіреуінің жылжу байланысындағы минималды күштер

2.3.1.6.9 [B.4.3.2.6] Қарастырылуға жататын желдің бағыты

Діңгектің әрбір элементінің қатысына қарай, жалпы максималды күш беретін желдің бағытын ескеру қажет. Тәжірибеде бұл желдің бірнеше бағыттары қарастырылуы қажеттігін анықтайды.

Егер діңгек формасы мен күш-салмағына қарай іс жүзінде симметриялы болса, үш қырлы діңгекке қатысты желдің үштен кем емес, үш бағыттарда ажыратылған, яғни 90° , 30° қырына және 60° қырына бағыттарын қарастыру қажет. Төртбұрышты кесікті және төрт бағыттарды ажыратылған діңгектер үшін желдің екіден кем емес бағыттарын қарастыру қажет: қырға перпендикулярлы және 45° қырына. 2.33 - Суретте мысалдар келтірілген.

ЕСКЕРТПЕ Симметриялы діңгектердің жалпы тұрақтылығын есептеу үшін (5.1 – Бөлікшені қар.) бүйірлік желдің ықпалын ескеру қажет (мәселен, бойлық желдің күш - салмағынан 2% – бүйірлік жел жүктемесі, немесе, қабылданған бағыттан 2° желдің бағытының ауытқушылығы), екінші тәртіпті есептеуді орындау үшін.



(төрт созуы бар діңгектің дөңгелек кесігі - ұқсас)

2.33 Сурет – Қарастырылуға жататын желдің үлгілік бағыты

2.3.1.6.10 [B.4.3.2.7] Ауытқулар мен бұрылыстарды есептеу кезіндегі жүктемелер

Ауытқушылықтар мен бұрылыстар, негізінен, пайдаланушылық жарамдылыққа тек талаптарды орындау үшін маңызы бар. Пайдаланушылық жарамдылық өлшемі жобаның техникалық талаптарымен тапсырыс беруші арқылы анықталуы қажет (7.2.2 – Тармақты қар.).

2.3.1.6.11 [B.4.3.2.8] Симметриялы емес дінгектердің желдік күш-салмағы немесе күрделі жабдықталған дінгек

Симметриялы емес немесе үлкен көлемді (жабдықпен) симметриялы емес орналасқан қосымша элементтерімен және / немесе арқаны бар дінгектер, көлденең жүктеме және бұрайтын күштерді әкелетін, желден күштерді анықтау үшін жалпы жүк-салмақта желдің жеке бөлшектерге, қажетті кезде, желдің, сондай да бүйірлік желдің бағытына құрамдастырылған ықпалын ескеру қажет.

Бүйірлік желдің құйын тәрізді ағымдары ауыспалы (пульсациялық) жүктеменің күштерін әкеледі. Желдің бағытындағы жүктемелерден болған күштердің үйлесімімен ескеру қажеттілігі туады.

Ауыспалы жел жүктемесінен желдің бағытына қарай орташа жүктемелерді бөліп шығару әдісін 2.3.1.5.3. Тармақшасындағы мұнаралар қатысына қарай көрсетілгендей қолдану керек. Созулары бар дінгектерге қатысты бұл 2.3.1.6.5. Тармақшасында көрсетілгендей, көлденең аймақтық делдің жүктемелерінің қатарын дәл сондай қолдану қажеттілігін тудырады.

Жалпы күштер формула бойынша есептеледі:

$$S_{TM} = S_M \pm \sqrt{S_{PW}^2 + K_x^2 \cdot S_{PX}^2}, \quad (2.91)$$

бұл S_{PW} – желдің бағыты бойынша аймақтық жүктемелерден болған күш;

S_{PX} – бүйірлік желдің аймақтық жүктемелерінен болған күштер;

K_x – бүйірлік желдің құйын тәрізді ағымдарының күшінің түзету коэффициенті.

1 ЕСКЕРТПЕ K_x мағынасы, Ұлтық қосымшада қабылданған $K_x = 1,0$.

2 ЕСКЕРТПЕ Бүйірлік желдің құйын тәрізді ағымдары симметриялы дінгектердің өзінде де құбылмалы жел жүктемесін тудырады; әйткенмен, осындай жүктемелер, негізінен, қиын жүктеулі элементтерге әсер етпейді.

Балама ретінде, жеңілдету үшін, 2.3.1.6.11 Тармақшасында көрсетілгендей, бүйірлік желдің құйын тәрізді ағымдарын есепке алу арқылы нақты есептеуді орындау қажет емес, бірақ бүйірлік желдің жүктемелерінен болған әсерді ескеру 2.3.1.6.8. Тармақшасындағы S_{TM} жалпы әсерінен болған жүктеменің маңызын 10% – ға ұлғайту рұқсат етіледі.

2.3.1.7 [B.4.4] Спектрлік талдаудың әдісі

Спектрлік талдау арқылы реакцияны есептеу, тек реакцияға резонансты қосу үшін қолданылуы қажет.

Резонансты емес реакцияларды жалпы статикалық әдісті пайдалану арқылы анықтауға болады (2.3.1.6.4÷2.3.1.6.11 Тармақшаларды қар.). k_s мағынасы $k_s = 2,95$ болып қабылданады.

Метеорологиялық жағдайлар көрсетілген ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес келу қажеттігі, ал желдің жүктемелерінің коэффициенті көрсетілген 2.3.1.4.3÷2.3.1.4.9 Тармақшаларға сәйкес келу қажеттігі рұқсат етіледі. Бұдан басқа, ҚР ҚН EN 1991-1-4 Қосымшасында анықталған параметрлер дәліректеу деректемелердің жоқ кезінде қабылдану керек.

Бүйірлік желдің құйын тәрізді ағымдары құбылмалы желдің жүктемелерін тудырады, оларды көлденең желдің жүктемеумен бірге ескеру қажет. Желге ықпал жасаудың қатысына қарай қабылданғанға сай келетін тиісті параметрлерді қабылдау керек.

2 Гц-тен кемдеу өзіндік жиілігі бар ауытқудың әрбір түрі үшін реакцияларды есептеу қажет.

2.3.1.8 [B.4.5] Құйынның пайда болуынан туған ауытқулар / тербелістер

Егер дінгектер үлкен көлемді нашар сүйірлі объекттер үшін тірек болып табылса, немесе олар мұздың қалың қабатымен тегістелген болу мүмкіндігі болжамданады, олардың құйын қоздыруларымен туған ауытқуларға шалдыққыштығын анықтау қажет, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес.

2.3.1.9 [B.4.6] Созулардың тербелістері

Дінгектердің созуларын жоғары жиіктіліктік тербелістердің болуына қарай тексеру қажет, құйын қоздыруларымен және галопирлеумен тудырылған, әсіресе, созулардың келесі тәрізді мұздану жағдайларында:

а) Құйын қоздыруларымен туған тербелістер.

Желдің төмен жылдамдығы кезіндегі жоғары жиіліктікті құйын қоздыруларымен тудырылған, кішкентай амплитуданың резонансты түрінің тербелістері созуларда пайда болуы мүмкін.

Құйын қоздырулары жоғарғы формаларда пайда болу мүмкіндігіне байланысты, жалпы ережелерді орнатпау керек. Әйткенмен, басшылық ретінде, ең көп ықтималдылығы бар осындай тербелістердің пайда болатынын көрсететін, тәжірибені қолдануға болады, егер созулардың кернеуі қозғалыссыз ауада бұзатын жүктемеден 10% асатын болса.

б) Галопирлеу (жаңбырдан пайда болған тербелістерді қоса).

Созулар майлайтын маймен қалың қабатымен немесе мұзбен тегістелген жағдайда галопирлеуге ұшырауы мүмкін. Майлайтын майдың немесе мұздың қабатының қалыңдығының ұлғаюы керіліс күші мен көтермелеудің тұрақсыздығын тудыратын, аэродинамикалық формаларды қалыптастыра алады. Үлкен амплитудалы төменгі жиіліктіліктің тербелістернің пайда болуы оның нәтижесі болуы мүмкін. Ұқсас тербелістер жаңбырдың кезінде пайда болуы мүмкін.

Бұл жағдайда, осындай жалпы ережелерді орнату қажет емес, өйткені галопирлеу мұздың немесе майлайтын майдың пішінінің пайда болуынан елеулі тәуелді болады. Негізінен, галопирование үлкен диаметрлі созуларда пайда болады және алдын-ала керіліске біркелкі сезімсіз болады. ҚР ҚН EN 1991-1-11, 8.3 Бөлікшесін қара.

Созулардың тербелістері пайда болған кезде ауытқулардың сөндіргіштерін немесе тербелісті сөндіргіштерін немесе кейінгі кернеулерді шектеуге арналған спойлерлерді алдын-ала қарастыру қажет, 3.4 Бөлікшені қара.

Егерде осындай тербелістердің пайда болуы туралы белгілі болса, ал оларды жою шаралары қолданылмаса, онда созулардың төзімділігіне анкерлеу тексерісін жасау қажет. Осындай жағдайларда, маманға кеңес алу үшін бару керек.

2.3.2 Мұзданудан болған жүктеме

2.3.2.1 Ауыртпалық орталығы сияқты, жел жүктемесіне де, көктайғақ әрекетін оның ықпалына қатысты қарастыру қажет

2.3.2.2÷2.3.2.7 Тармақшаларында көктайғақтан және ISO 12494 ережелеріне негізделген, мұнаралар мен дінгектерге арналған көктайғақтың желмен үйлестігінен болған жүктемелерді құрастыру әдістемесі келтірген. Сондықтан, қазіргі уақытта Қазақстан Республикасы үшін ISO 12494 келтірген көктайғақтардың топтарымен үндестірілген, көктайғақтық жүктемелердің картасы жоқ болғандықтан, әдістеме бойынша есептеу нәтижелерін алынған нәтижелермен салыстыру үшін берілген өтпелі кезеңде іске асатын, әдістемені пайдалану ұсынылады.

2.3.2.8 Тармақшада өтпелі кезеңде іске асатын, көктайғақтық жүктемелерді құрастыру әдістемесі берілген.

Құрылым элементтеріндегі беріктіктің көбіректеу қорын беретін, сол әдістемесі бойынша есептеу нәтижелерін қабылдау ұсынылады.

2.3.2.2 [С.1] Жалпы ереже

2.3.2.2.1 Қорғалмаған жерлерде, дінгектер мен мұнараларға деген көктайғақтық жүктемелер желдің үйлесімімен және жобалау кезіндегі анықтауыш болатын кейбір жағдайлардағы қатқақ элементтердің салдарынан болған аэродинамикалық кедергінің ұлғаюы арқылы ұлғаю мүмкін.

2.3.2.2.2 Құрылымдардағы көктайғақтық қабаттарының өлшемдері, сонымен қатар олардың тығыздығы, орналасуы және формасы маңызды дәрежеде, жергілікті метеорологиялық жағдайларға, топографияларға және құрылымның өзінің формасына байланысты болады.

2.3.2.2.3 Мұздану мұз болып қалыптасудың екі түрлі процестеріне сәйкес дәстүрлі топтастырылады.

– ішкі бұлттану мұздануы;

– атмосфералық жауын-шашындардың нәтижесінде болған мұздану.

Бұл мұздану түрлері мұздың әртүрлі түрлерінің пайда болуына әкелуі мүмкін: жұмсақ боз қырау, қатты боз қырау, дымқыл қар және түрлі физикалық қасиетті тығыздығы бар көктайғақ, адгезия, когезия, түстері мен формалары. Мәселен, тығыздығы әдетте 200 кг/м^3 – тан 900 кг/м^3 –ге дейін, шоғырлас қабаттанулардан (көктайғақ және дымқыл қар) бір қырдағы, жел бойынша ұшталған шоғырлас емес қабаттануларға дейін түрленеді (жұмсақ және қатты боз қырау).

2.3.2.2.4. Инженерлік жобалау мақсаттарында барлық дінгек пен мұнаралардың элементтері белгілі қалыңдығымен мұзбен тегістелуі дәстүрлі рұқсат етіледі, бұл тығыздық үйлесімінде мұздың және аэродинамикалық кедергілердің салмағын есептеу кезінде пайдалануға болады. Осындай әдістерді, көктайғақ пен дымқыл қардың есептік көктайғақтық жүктемелерді құрастыратын төңіректерде негіздеу мүмкін, бірақ физикалық нақтылық қырау кезіндегі барлық дінгектер мен мұнаралардың элементтерінде мұздың тең өлшемді қалыңдығымен сәйкес келмейді. Дегенмен, мұздың қабаттары ішкі бұлттың

пайда болуы біршама аз болатын төңіректерде, мұздың салмағын анықтау әдісі және көктайғақ кезіндегі мұздың тең мөлшерлі қабаттары бар аэродинамикалық кедергілер тәжірибеде қолданылуы мүмкін, егер қормен алынған мағыналар қолданылса.

2.3.2.2.5 Басқа жақтан қарағанда, барынша көктайғаққа бейімделгіш төңіректер бар, және осындай аймақтар үшін мамандар көктайғақтық жүктемелерді бағалау керек. Осындай бағалар салмақ, орналасу, формасы және т.б. құрылымға деген көктайғақтық жүктемелер, сонымен қатар, нақты анықтауға жататын, желдің көктайғақпен тиісті үйлесімі.

2.3.2.2.6 Төменде көрсетілген ережелерде көктайғақтық жүктемелермен қатысы және олардың дінгектер мен мұнараларға әсер ететін желмен үйлесімінің жалпы суреттеуі берілген.

2.3.2.3 Көктайғақтық жүктеме

2.3.2.3.1 Көктайғақ – бұл атмосфералық жауын-шашыннан пайда болатын және де ең жоғары тығыздығы бар мұздың бір түрі. Көктайғақ жаңбырдың қатуынан немесе сіркіремеден пайда болатын немесе ішкі бұлттың қатуынан пайда болады және мұзданудың тең мөлшерлі үлестіруіне әкеледі. Төменде көрсетілген мұнаралар мен дінгектер үшін ережелерде тек көктайғақтан жүктемелер ғана қарастырылады.

2.3.2.3.2 Сипаттамалы көктайғақтық жүктемелерді анықтау принциптері 2.3.2.4.3÷2.3.2.4.5 Тармақшаларында көрсетілген. (ISO 12494 - ке сәйкес).

2.3.2.3.3 [С.2(2)] Дегенмен, көктайғақ мұнаралар мен дінгектерде симметриялы емес қалыптасуы мүмкін болғандықтан, осындай жағдайларды ескеріп отыру қажет. Симметриялы емес көктайғақ дінгектерге қатысты ерекше қызығушылық тудырады, көктайғақ мұндай түрлі созуларда барынша ерекшелене алады, дінгектің тіреуіне иілгіш ықпал жасауын тудырады. Симметриялы емес созулардың мұздануы дінгектердің симметриялы емес мұздың ішінара өсуін тудырады желдің бағытына байланысты және ішінара – созулардан көктайғақтың ауытқымалы түсіруі.

2.3.2.3.4 Бұлтты құрылымның жауын-шашын қарқындылығына, соған сәйкес, мұздану жағдайларына әсер етіп, аймақтық және жергілікті топография ауа массасының вертикалды ағымдарын өзгертеді.

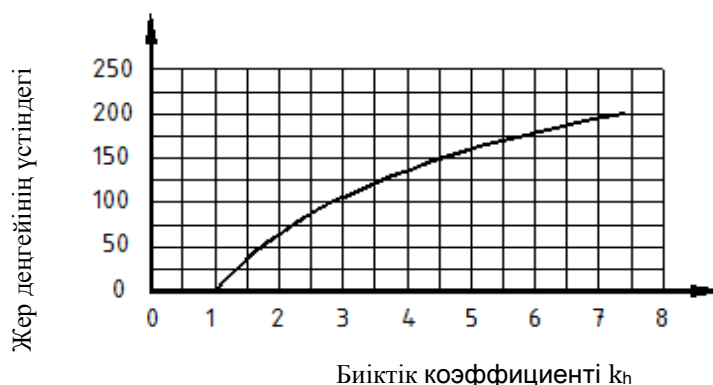
Мұздың құрылымдардағы қалыптасуының қарқындылығы жердің деңгейінен құрылымның биіктігіне байланысты өте қатты өзгеруі мүмкін, дегенмен, мұздың биіктікке қарай таратылуының қарапайым үлгісі әлі жасалған жоқ. Кейбір жағдайларда кішкентай биіктіктегі мұз жоқ болады, дегенмен барынша биік деңгейлерде едәуір қарқынды мұздану және керісіншесі бақылануы мүмкін.

2.34 - Суретте стандартты коэффициент көрсетілген – жердің үстіндегі біршама биік деңгейлердегі мұз массалары үшін k_h көбейткіш (теңіз деңгейінің үстінен емес). Берілген коэффициент мұздың барлық түріне қолданылуы мүмкін (егер берілген төңірекке үшін нақты деректемелердің жоқ болған кезінде). Шынында, жағдай оның 2.34 - Суретте көрсетілгеннен де анағұрлым күрделірек болуы мүмкін, сондықтан қосымша зерттеулер қажет болуы мүмкін.

k_h коэффициентін солай формула арқылы есептеуге болады:

$$k_h = e^{0,01 \cdot H}, \quad (2.92)$$

бұл H – жердің үстіндегі биіктігі, м.



2.34 Сурет – Жердің деңгейі бойынша биіктіктің өзгеруімен мұздың салмағының өзгеру коэффициенті

2.3.2.4 Мұздың салмағы

2.3.2.4.1 Жинақталған мұздың ықпалының деңгейін анықтау үшін оның өлшемдері мен салмағын анықтау қажет. Барынша көп мұздану жазықтықта орналасқан, желдің бағытына перпендикулярлы, сонымен қатар кішкентай мөлшерлі элементтерінде, ауқымды кесіктің құрылымдарында жүзеге асады.

2.3.2.4.2. Белгілі бір алаңда жинақталған мұздың мөлшерін анықтау үшін «мұзды топ» (IC) термині енгізіледі. Мұзды топ бұл – берілген алаңның болжалданған мұздану деңгейін анықтау үшін есептеулерде қолдануға қажетті папарметр. Осы құралда берілген мұзды топтардың деректемелері бойынша жобалау кезінде мұздың ықпалын анықтауға болатын негіздемесі ретінде деректері сипаттама ретінде қолданады.

2.3.2.4.3 Мұзды топтар мұзды күш – салматың сипаттамалы көлемі бойынша анықталуы мүмкін, белгіленген жердегі мұздың бақылау коллекторында орташа болжалданған қайтару кезеңі 50 жылды құрайды. Берілген бақылау коллекторы 30 мм диаметрлі цилиндр болып табылады және ұзындығы 0,5м кем емес, жердің бетінен 10 м биіктікте орналасқан және өзінің білігі бойынша төңірегінде ақырын айналады.

Мұзды топтарды осылай анықтауға болады:

- метеорологиялық және/немесе мұздану үлгісін пайдаланумен бірге топографиялық деректер бойынша, немесе
- Алаңда өлшенген, құрылымның метр ұзындығына мұздың массасы (салмағы) бойынша.

Бұл егерде орналастыруда, жоғарыда көрсетілген деректер жинағының біреуі болатынын білдірсе, онда белгілі алаң үшін дұрыс мұзды топты анықтауға болады.

Мұзды топтар көктайғақ үшін де анықталады, және боз қырау үшін, өйткені олардың сипаттамалары бір-бірінен ерекшеленеді. ICG Тобы көктайғақтық қабаттануларға арналған, ал ICR – боз қыраулы қабаттанулар үшін арналған.

ICG Топтары (көктайғақ) мұзды бақылау коллекторындағы мұздың анықталған қалыңдығы болып анықталады. 2.15 Кестеде әрбір (ICG) көктайғақтық топтары үшін мұздың қалыңдық және салмақ мағыналары көрсетілген. 2.35 суретте ықтимал мұздану үлгілері келтірілген.

2.15 Кесте – Көктайғақтың мұзды топтары (ICG)(плотность льда = 900 кг/м³)

Мұзды топ (IC)	Мұздың жалпақтығы, t мм	Көктайғақ салмағы, m, кг/м			
		Цилиндрдің диаметрі, мм			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,8
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11,0	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
G6	Экстремалдық мұздану жағдайында қолданылу керек.				

2.3.2.4.4 [C.3(1)] Торлы мұнаралар мен діңгектердегі көктайғақтың салмағын анықтау кезінде, барлық құрылыстық элементтер, сатылардың бөлшектеріі, қосымша құрылғыларды және т.б. мұздың түгел бетінің барлығы мұздың бірдей жалпақтығымен жабылуын рұқсат етеді. (2.35 Суретті қар.).

Мұздың көрсетілген және қалыңдығы көлбеу элементтерге де нақты солай. Қалыңдығы желіс осының ұзындығына перпендикулярлы өлшенеді және әрдайым желіс / құрылымның шеңберінің барлық бағытында бірдей болып табылады.

2.3.2.4.5. Мұзды салмақтың тығыздығына көбейту арқылы, мұздың салмағы жинақталған мұздың көлденең кесігінің ауданы болып есептеледі (мұздың ішіндегі объектінің көлденең кесігінің ауданының шамасынан тыс).

Мұздың салмағы формула бойынша есептеледі:

$$m = \pi \cdot \gamma \cdot t \cdot (d + t) \cdot 10^{-6}, \quad (2.93)$$

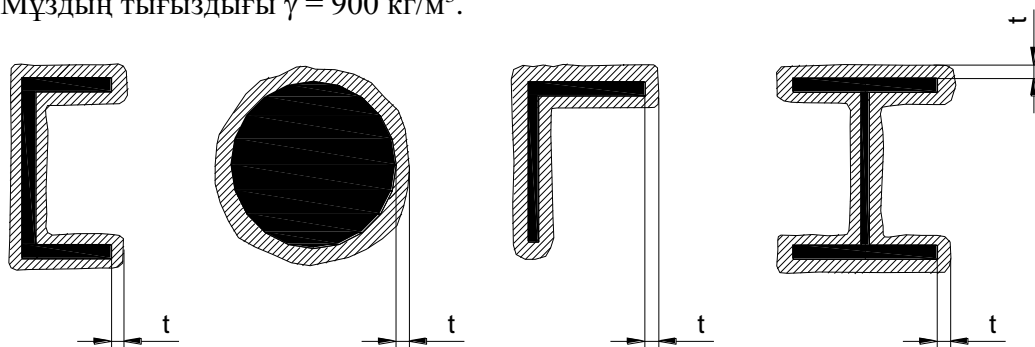
бұл m – көктайғақтық мұзданудың салмағы, кг/м;

t – көктайғақтық мұзданудың қалыңдығы, мм;

d –цилиндрдің диаметрі, мм;

γ – көктайғақтық мұзданудың тығыздығы, кг/м³.

Мұздың тығыздығы $\gamma = 900$ кг/м³.



2.35 Сурет – Құрылыстық элементтердегі мұздың қалыңдығы

2.3.2.5 Көктайғақ кезіндегі жел жүктемесі

2.3.2.5.1 [C.4(1)] Көктайғақтың аудандарда пайда болуының желмен үйлесімі жиі мұнаралар мен діңгектердің жобалауының нәтижесіне ықпал жасайды. Жеке элементтерде

мұздың қабаттануымен болған, ұлғайтылған аэродинамикалық қарсылық сындарлы жүктеменің қалыптасуына әкелу мүмкін, егер желдің жылдамдығы максималды сипаттамалы мағынадан кем болғанның өзінде де.

2.3.2.5.2 [С.4(2)] Мұздалған мұнараның және дінгектің аэродинамикалық қарсылығы, 2.3.1.4 Тармақшада көрсетілген, негізгі әдісін қолдану арқылы есептелуі мүмкін, көктайғақтың қабатының қалыңдығынан болған элементтердің қалыңдығының ұлғаюын есептеу арқылы. Егер элементтер арасындағы саңылаулар кішкентай болса, (мәселен, 75 мм – ден кем), онда мұзбен толтырыуға рұқсат етіледі.

Аэродинамикалық қарсылықты анықтау боз қырау кезінде анағұрлым күрделірек, және дінгектердің немесе дінгектердің шектерінің толық мұздану жағдайларына ерекше көңіл аудару керек. Осы жағдайлар үшін нұсқау ISO 12494 көрсетілген.

2.3.2.5.3. ISO 12494 Ережесіне сәйкес, мұздалған жағдайдағы құрылым C_i мен жеке элементтер үшін жел жүктемесін есептеу үшін, мұздалған құрылымның қарсылық коэффициенттерінің мағынасы қажет. Көптеген жағдайларда C_i мағынасы C_0 мұзсыз құрылымдар үшін қарсылық коэффициенттерінен ерекшеленеді. Осы ретте C_i мағынасы C_0 мағынасымен белгілі деңгейде байланысуы мүмкін, бұлар, C_i мағынасын шығару үшін қолданылуы мүмкін.

Мұздалған элементтердің қарсылық коэффициенті кескін түріне, оның C_0 мағынасы, мұзды тобы, мұздың түрі, элементтің қалыңдығы және желдің мұздану осыне қатысты бағытына байланысты болады.

2.16 кестесінде әр түрлі мәндер мен барлық мұздық топтар үшін ұсынылған мәндер жазылған. Бұл модель ені мұзданусыз шамамен 0,3 м құрайтын элементтерге қолданылады. Кестеде түрлі C_0 мағыналары үшін және барлық ICG мұзды тобы үшін ұсынылған C_i мағыналары бар. Берілген үлгі шамалап 0,3 м құрайтын мұздалумаған қалыңдығын құрайтын элементтерге қолданылуы мүмкін. Үлкен біртұтас объекттер мұзданудан кемірек тәуелді болады.

2.16 Кесте –желідегі көктайғақ үшін C_i Коэффициенті

Мұзды топ (IC)	Мұздың қалыңдығы t мм	Желідегі көктайғақ үшін C_i Коэффициенті						
		Мұзданусыз қарсылық коэффициенті, C_0						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
G1	10	0,68	0,88	1,08	1,28	1,48	1,68	1,88
G2	20	0,86	1,01	1,16	1,31	1,46	1,61	1,76
G3	30	1,04	1,14	1,24	1,34	1,44	1,54	1,64
G4	40	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42	1,47	1,52
G5	50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
G6	Экстремалдық мұздану жағдайында қолданылу керек.							

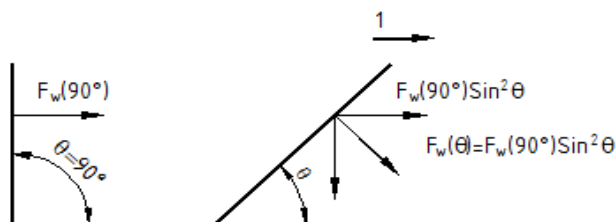
2.3.2.5.4 Қарсылық коэффициенттері элементтің (мұздалған) қалыңдығы мен элементтің бойлық перпендикулярлы осыне, желдің бағыты үшін беріледі.

Элементтің бойлық осы бар болатын желдің бағыты мен жазықтығының арасындағы бұрыш, 90° ерекшеленеді, желдің $F_w(\theta)$ күш-салмағы төмендеуі мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ F_w – бұл элементке перпендикулярлы әсер ететін жел жүктемесі. Егер элемент желдің бағыты бойынша көлбеу бұрышының астында болса, жел жүктемесі берілген элементке өзгереді. Суретте түрлі, әдетте қолданылатын компоненттері көрсетілген:

$$F_w(\theta) = F_w(90^\circ) \cdot \sin^2 \theta$$

бұл θ – желдің жазықтық бағытында және элементтің бойлық осында өлшенген құлау бұрышы. $F_w(\theta)$ объектінің бойлық осыне перпендикулярлы әсер етеді.



Шартты белгілер: 1 – желдің бағыты

2.36 Сурет – Көлбеу элементіне әсер ететін күштер

2.3.2.5.5 Көктайғақ пен желдің үйлесімі кезінде желдің сипаттамалық қысымы уақыт кезеңдерінде, түрлі жағдайдағы желдің сипаттамалық қысымы көктайғақтың пайда болу мүмкіншіліктерінен азырақ болғанда. 2.3.1.1.11 Тармақшада көрсетілген, желдің сипаттамалық қысымын k коэффициентіне көбейткенде, еске алу қажет. k коэффициенттері 2.17 – Кестеде берілген және көктайғақтың тобына тәуелді болады.

k коэффициенті желдің қысымын, 50 жылдық қайталау кезеңімен қиын мұздану жағдайларындағы желдің жүктеменің бір уақытты әсер ету қысқартылған мүмкіншілігінің себебінен төмендету үшін пайдаланылуы керек. [С.4(3)].

2.17 Кесте – желден болған жүктемесі төмендету коэффициенті

ICG	G1	G2	G3	G4	G5
k	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60

2.3.2.6 Мұзданудан болған асимметриялық жүктеме

Діңгектің асимметриялық мұздануын көктайғақтың діңгек тіреуіне қабаттануы кезінде ескері керек және барлық созулардың бәрін мыналарды қоспағанда:

- созулар немесе бір жоғарғы қатардағы созулар;
- созулар немесе екі жоғарғы қатардағы созулар.

2.3.2.7 Көктайғақ пен желдің үйлесуі

2.3.2.7.1 [С.4.6(1)] Көктайғақ пен желдің үйлесуін симметриялы тәрізді симметриялы емес мұздануда да ескеру қажет. Жүктеменің мағыналарын есептеуін анықтау үшін келесі үйлесімдерді қолданған жөн:

- мұздың басымдылығы және ілеспе жел:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{ice} \cdot Q_{k,ice} + \gamma_w \cdot k \cdot \psi_w \cdot Q_{k,w} \quad (2.94)$$

– желдің басымдылығы және ілеспе көктайғақ:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_w \cdot k \cdot Q_{k,w} + \gamma_{ice} \cdot \psi_{ice} \cdot Q_{k,ice}, \quad (2.95)$$

бұл k коэффициенті 2.17.- Кестеде берілген.

Келесі коэффициенттер үйлесімін пайдалану ұсынылады:

$$\psi_w (\text{ветер}) = 0,5$$

$$\psi_{ice} (\text{лед}) = 0,5$$

2.3.2.7.2 [С.4.6(2)] γ_{ice} көктайғақ күш-салмағы және γ_w желдің жүктеменің, γ_G жалпы салмақ үшін жеке коэффициенттері, 2.2. - Кестеден қара

2.3.2.8 Ауыспалы кезеңнің есептеу әдістемесі

2.3.2.8.1 Ауыспалы кезеңде төменде көрсетілген әдістемені пайдалану керек.

Көктайғақтық жүктемелерді көктайғақ қабырғаларының қалыңдығы бойынша Қазақстан Республикасының аумағының аудандық картасы бойынша, қазіргі уақытта әрекет ететін (2.37 және 2.38 - Суреттерді қар.), қабылданатын көктайғақты аудандарға байланысты анықтау қажет.

ЕСКЕРТПЕ Алдағы уақытта, қосымша ақпарат негізінде, жаңа картамен үйлестірілген, жаңа карта және есептеу әдістемесі жасалады.

2.3.2.8.2 Көктайғақтық жүктемелерді электр қуатын беру мен байланыстардың әуе линияларын, антенна – дінгектік құрылымдарды, түтіндік құбырлар мен осындай құрылымдарды жобалау кезінде ескеру қажет.

2.3.2.8.3 70 мм диаметрінің шеңберлі кесігінің элементтері үшін сызықтық көктайғақтың жүктеменің i , Н/м сипаттамалық мағынасын Формула бойынша анықтау қажет:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3} \quad (2.96)$$

Көктайғақтың үстінгі жүктеменің i' , Па басқа элементтері үшін сипаттамалық мағынасын формула бойынша анықтау қажет:

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g, \quad (2.97)$$

бұл b – 2.18 – Кесте бойынша қабылданатын, жердің үстіндегі 10 м биіктігінде орналасқан 10мм диаметрлі шеңберлі кесіктің элементтеріндегі көктайғақтың қабырғасының қалыңдығы, мм (5 жылда бір рет ұлғайтылады), ал 200 м – ден астам биіктіктерде – 2.19 – Кесте бойынша. Басқа қайталану кезеңдерінде көктайғақтың қабырғасының қалыңдығын орғатылған тәртіпте бекітілген арнайы техникалық жағдайларға байланысты қабылдау қажет;

k – 2.20 – Кесте бойынша қабылданатын және биіктігі бойынша көктайғақ қабырғасының қалыңдығының өзгерісін ескеретін коэффициенті;

d – сымның, сым арқанның және арқанның диаметрі, мм;

μ_1 – 2.21 – Кесте бойынша анықталатын және шеңберлі кесіктің элементтерінің диаметріне байланысты көктайғақ қабырғасының қалыңдығының өзгерісін ескеретін коэффициенті;

μ_2 – 0,6-ға тең қабылданатын және элемент бетінің толық ауданынына қарай мұздануға шалдыққыш, элемент бетінің ауданға қатысын ескеретін коэффициенті;

ρ – мұздың тығыздығы, $0,9 \text{ г/см}^3$ тең қабылданатын;

g – еркін құлауды жылдамдату, м/с^2 .

2.18 Кесте – Көктайғақ қабырғасының қалыңдығы

Көктайғақ аудандар	I	II	III	IV	V
Көктайғақ қабырғасының қалыңдығы b , мм	3 – тен кем емес	5	10	15	20 – дан кем емес
ЕСКЕРТУ Көктайғақ аудандар төменде көрсетілген карталар арқылы қабылданады (2.37 және 2.38 - Суреттер)					

2.19 Кесте – 200 м – ден астам биіктігі үшін көктайғақ қабырғасының қалыңдығы

Жердің үстіндегі биіктігі, м	b Көктайғақ қабырғасының қалыңдығы, мм түрлі аудандар үшін		
	I көктайғақ аудандар	V көктайғақ аудандар мен таулы мекендер	қалғандары
200	15	Арнайы зерттеу негізінде қабылданады	35
300	20	солай	45
400	25	солай	60

2.20 Кесте – Биіктік бойынша көктайғақ қалыңдығының өзгеру коэффициенті

Жердің үстіндегі биіктігі, м	5	10	20	30	50	70	100
«К» Коэффициенті	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

2.21 Кесте - Диаметрге қатысты көктайғақ қалыңдығының өзгеру коэффициентіне байланысты

Сым, сым арқаны немесе арқан диаметрі, мм	5	10	20	30	50	70
μ_1 Коэффициенті	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

1 ЕСКЕРТПЕ (2.18÷2.21 – Кестелерге қатысты) Төменде берілген карталарда белгіленген, V ауданда, таулы және аз зерттелген аудандарда, сонымен қатар, ойлы-қырлы жерлері көп мекендерде (таулар мен дөңдер шыңында, асуларда, биік үйінділерде, жабық таулы алқаптарда, шұңқырларда, терең шұңқырларда және т.б.) көктайғақ қабырғасының қалыңдығын берілген арнайы зерттеулер және бақылаулардың негізінде анықтау қажет.

2 ЕСКЕРТПЕ Мөлшерлердің аралық мағынасын ұзындық интерполяциясы арқылы анықтау қажет.

3 ЕСКЕРТПЕ Шеңберлі кесіктердің (сым арқандары, сымдар, арқандар) көтерілген көлденең элементтеріндегі көктайғақ қабырғасының қалыңдығын олардың келтірілген ауыртпалық орталығындағы биіктікте орналасуын қабылдауға болады.

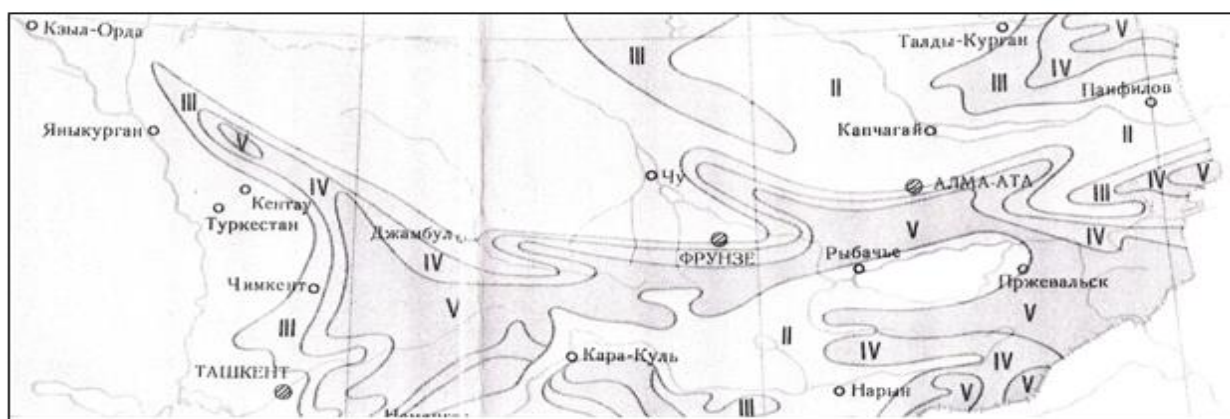
4 ЕСКЕРТПЕ 2.19 – Кестеде берілген, көктайғақ қабырғасының қалыңдығын 70 мм дейінгі диаметрлі шеңберлі цилиндрлік формасының көлденең элементтеріндегі көктайғақ күш-салмағын анықтау үшін 10 % - ға дейін төмендету керек.

2.3.2.8.4 Көктайғақ жүктемесі үшін жүктемесі бойынша жеке коэффициенттің қауіпсіздігін 1,3 –ке тең қабылдау қажет, басқа нормативті құжаттарда айтылған жағдайлардан басқаларын қоспағанда.

2.3.2.8.5. Көктайғақпен жабылған элементтердегі желдің қысымын желдің жүктеменің нормативті (сипаттамалық) мағынасының 25 % тең қабылдау қажет.

1 ЕСКЕРТПЕ Желдің маңызды жылдамдығының көктайғақ – боз қыраулы қабаттарының үлкен көлемдерімен үйлесімі байқалатын, көктайғақ қабырғасының қалыңдығын және оның тығыздығын, сонымен қатар желдің қысымын жеке аудандарда нақты дректерге қатысты қабылдау керек.

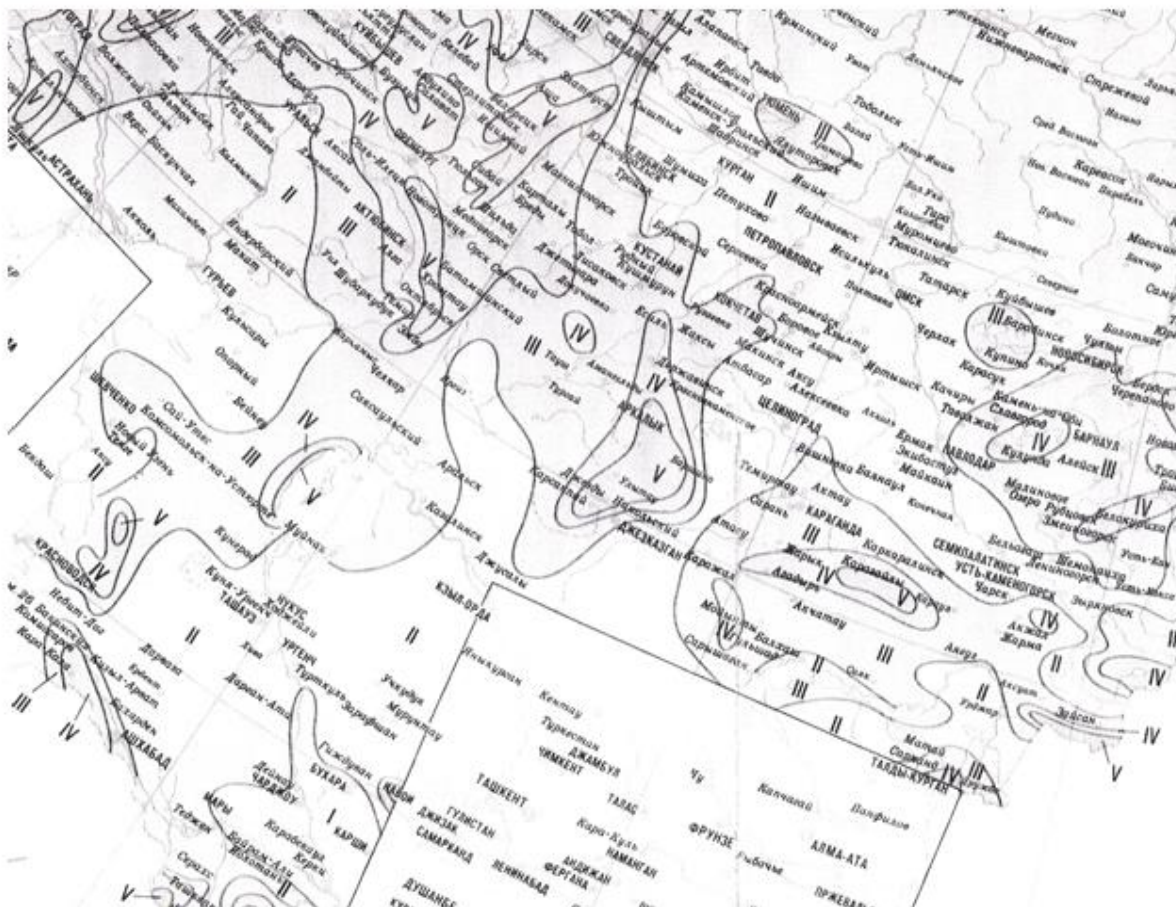
2 ЕСКЕРТПЕ Жердің үстіндегі 100 м – ден астам биіктікте орналасқан, құрылыс элементеріндегі желдің жүктемелерін анықтау кезінде, 2.19 Кестеде көрсетілген, көктайғақ қабырғасының қалыңдығын есептеумен орнатылған, мұздалған сымдар мен арқандардың диаметрін 1,5 –ке тең коэффициентке көбейту керек.



2.37 Сурет – ҚР таулы мекенді территориясын көктайғақтың қабырғасының қалыңдығына қарай аудандастыру картасы

2.3.2.8.6 Көктайғақ кезіндегі ауаның температурасын құрылымның биіктігіне қармастан таулы аудандарда мына белгілермен қабылдау керек: 2000 м –ден астам– минус 15°C, 1000-нан 2000м-ге дейін – минус 10°C; басқа территориядағы құрылыстың биіктігі үшін 100 м – минус 5°C, 100 м – ден астам – минус 10°C.

ЕСКЕРТПЕ Аудандарда көктайғақ кезінде минус 15°C-дан төмен температура байқалса, нақты деректермен қабылдау қажет.



2.38 Сурет – ҚР таулы мекенді территориясын көктайғақтың қабырғасының қалыңдығына қарай аудандастыру картасы

2.3.3 [2.3.3] Температуралық әсер ету

Температуралық әсер ету ҚР ҚН EN 1991-1-5 сәйкес қоршаған ортаның температурасының негізінде анықталады.

2.3.4 [2.3.4] Өзіндік салмақ

2.3.4.1 Өзіндік салмақ ҚР ҚН EN 1991-1-1 сәйкес анықталады.

2.3.4.2 Созулардың өзіндік салмағы ҚР ҚН EN 1991-1-11 сәйкес анықталады. Созулар В группасының элементтеріне жатады, созылуға қатысты 3.5 Кесте бойынша жұмыс істейді.

ҚР ҚН EN 1991-1-11, 2.3.1 Тармақшасына сәйкес, созылыңқы элементтер мен оларға деген құрылғылардың өзіндік салмағының көлемінің сипаттамалы мағынасы көлденең кесіктің ауданы мен материалдың тығыздығын есептеу арқылы анықталу қажет, егер EN 12385 қатысты бөлімдерінде осындай деректер көрсетілген жағдайлардан басқалары болса.

Спиральды иірулі арқандар, толық жабық есу арқаны немесе дөңгелек сымнан

жасалған иірулі арқандар үшін номиналды өзіндік салмақ g_k келесі жолмен есептелуі мүмкін:

$$g_k = w \cdot A_m, \quad (2.98)$$

бұл A_m – арқанның металлды элементтерінің көлденең кесігінің ауданы, мм²;
 w – болаттың тығыздығын есептеудегі меншікті салмағы, коррозиядан қорғау жүйесін қосқанда (2.22 - Кестесі), Н/мм³.

2.22 Кесте – w меншікті салмағы және f толтыру коэффициенті

	f толтыру коэффициенті							w · 10 ⁻⁷ меншік ті салмағ ы, Н/мм ³
	баймана сымы + Z- тәрізді сымның бір қабаты	Баймана сымы + Z- тәрізді сымның екі қабатының	Баймана сымы + Z- тәрізді сымның екіден астам қабаты	Баймана сымның шеңберіндегі қабаттар саны				
				1	2	3-6	> 6	
спиральды иірулі арқандар	—	—	—	0,77	0,76	0,75	0,73	830
толығымен жабық есу арқандары	0,81	0,84	0,88	—	—	—	—	830
дөңгелек сымнан тұратын иірулі арқандар	—	—	—	0,56				930

A_m ауданы формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$A_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f, \quad (2.99)$$

бұл d – арқан мен иірілімнің сыртқы диаметрі, антикоррозиялық жабудың қайсыбір түрін қосқанда, мм;
 f – толтыру коэффициенті, 2.22 – Кестені қара.

2.3.5 [2.3.5] Созулардың бастапқы созылулары

Созулардың бастапқы (алдын-ала) созулары метеорологиялық ықпалдардың әсер етуінің жоқ кезіндегі созулардағы үздіксіз жұмыс істейтін күштер деп қарастыру қажет, ҚР ҚН EN 1993-1-11 қара.

Бастапқы созулардың созылуын реттеумен қамтамасыз ету қажет. Әйтпесе, жобалау кезінде бастапқы созылулардың барлық ықтимал диапазоны үшін келісті шекті қарастыру қажет, ҚР ҚН EN 1993-1-11 қара.

ҚР ҚН EN 1993-1-11, 2.3.5 - Тармақшасына сәйкес, созуларды алдын-ала созулар,

барлық үздіксіз ықпалдардан кейінгі құрылымның қажетті геометриялық кескінін және олардағы қажетті жүктеменің таратылуын қабылдайтын болуы керек.

Алдын-ала созулар мен олардың реттеулері үшін құрылымдар алдын-ала қарастырылуы керек, ал алдын-ала созулардың сипаттамалық мағынасы қарастырылатын шекті жағдайдағы қабылданған, қажетті геометриялық кескіндерге жету үшін қажетті болып дайындалуы керек.

2.3.6 Уақытша жүктемелер

2.3.6.1 [2.3.6(1)] Көлденеңге дейінгі 30° бұрышта орналасқан элементтер жұмыскердің салмағын көтере алатын жағдайда болып жобалану керек, ол бұл мақсаттарда шоғырланған 1 кН көлденең жүктеме ретінде қабылдана алады.

2.3.6.2 Алаңдар мен қоршаулардың уақытша жүктемелерін ескеру қажет.

Ұлттық қосымшада келесі уақытша жүктемелер қабылдану керек:

– алаңдарға уақытша күш - салмақтар – ұсынылатын көлемі $2,0 \text{ кН/м}^2$;

– шарбақ қоршауларының көлденең жүктемесі – $0,8 \text{ кН/м}$;

– алаңның жеке көлденең элементтері үшін (алаңның 15 м^2 –тан астам ауданында) есептеулерде қарлы жүктемелерді ескеру қажет. [2.3.6(2)].

ЕСКЕРТПЕ Бұл жүктемелер басқа климаттық жүктеменің жоғында іске асуы мүмкін.

2.3.7 Басқа әсер етулер

2.3.7.1 Кездейсоқ және екпінді әсер ету ҚР ҚН EN 1991-1-7 қара.

Белгілуіне, орналасу, эксплуатация пайдалану жағдайларының тірегіне байланысты, келесі ықпалдарды есептеуді орындау қажеттілігі туу мүмкін: сейсмикалық, апаттық (жарылыстық, екпінді), өрттен немесе жергілікті бас тарту салдарынан болған (ажыратылыс салдарынан соңсымның біржақты тартуы немесе антеннаны жіберу, созу арқанының ажыратылуы және т.б.)

Төменде ҚР ҚН EN 1991-3-1 Е қосымшамсында ұсынылған созулардың ажыратылу кезіндегі есептеу нұсқасы берілген.

2.3.7.2 [E.1] Созулардың ажыратылуы

2.3.7.2.1 Созулардың ажыратылуы апаттық ықпал етуін қалыптастырады. 2.1.2.5 - Тармақшадағы жеке коэффициенттерді қара.

Созулардың кенет ажыратылуынан болған, дінгектер мен созуларға динамикалық әсер етудің нақты есебі өте қиын, өйткені, дәл ажыратылудан кейінгі дінгектердің қылығына әсер ететін түрлі ықпалдардың кейбіреуі анық емес: мәселен, ажыратылу қылығы, дінгектер мен созулардың ауытқуларын, созулар мен дінгектердің тербелістерін және т.б. өшіру тәрізді. Осыған сәйкес, 2.3.7.2.2. Тармақшасында көрсетілген оңайлатылған есептеу үлгісін қабылдауға болады. Кертартпалық әдіс (қормен бірге) 2.3.7.2.3. Тармақшасында көрсетілген.

2.3.7.2.2 [E.2] Оңайлатылған есептеу жүйесі

Оңайлатылған созудың ажыратылуына болған діңгекті есептеу үлгісін қолданған кезде созулардың бекіткіш қабаттарының деңгейіндегі діңгектерге әсер ететін, динамикалық ықпалдардың статикалық күштерге эквивалентті болуы рұқсат етіледі, яғни, ажыратылу пайда болатыны ұйғарылады.

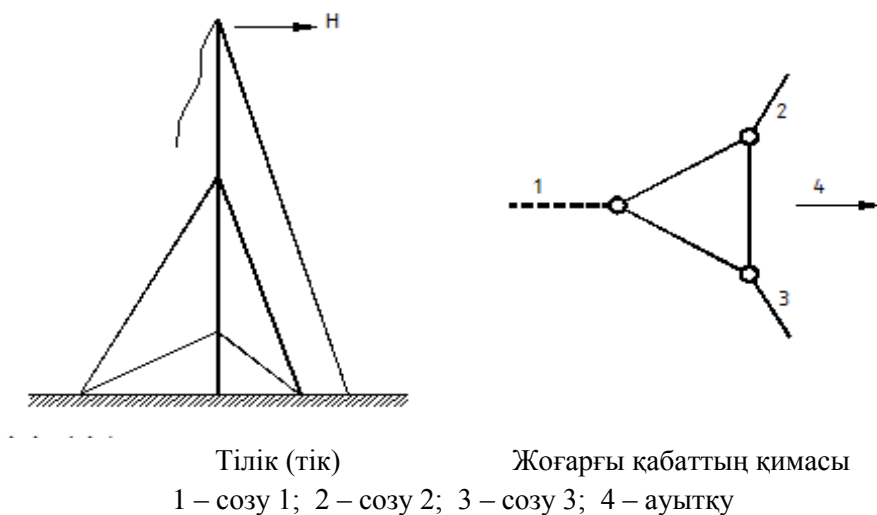
$F_{h,dyn,Sd}$ статикалық эквиваленттік күштерді есептеу кезінде, төменде суреттелгендер ұйғарылады:

- ажыратылу өзімен созудың жай ажыратылуын көрсетеді;
- 1 - созудың тиімді деформациялану энергиясы (2.39 – Суретті қар.) ажыратылу алдында ескерілмеген;

- ауытқуларды өшіру ескерілмеген;

- эквиваленттік күштерді есептеу кезіндегі жел жүктемесі ескерілмеген.

2 және 3- созулардың көрсетілген ауытқулары діңгекке $F_{h,Sd}$ күшімен әсер етеді. Бұл қатынас 2.40 – Суретте қисық 1 түрінде көрсетілген. Әлбетте, созулардың созуының әлсіреуіне байланысты болған $F_{h,Sd}$ ауытқудың ұлғаюынан азаяды.



2.39 Сурет – Созудың үзілуі

Қарастырылатын қабаттың созулар жинағынан басқа, діңгектік жүйе үшін сондай-ақ сыртқы көлденең күш пен орталық ауытқуының қатынасы көрсетілуі мүмкін. 2.40 суретінде бұл қатынас 2 қисықтың көмегімен көрсетілген. 1 және 2 қисықтарының қиылысу орнында екі күштер бірдей, яғни статикалық теңдік бар. Жалғауға әрекет ететін күш - $F_{h,stat,Sd}$.

Үзілу сәтінде энергия 2 және 3 созуларында шоғырланған. Діңгек ауытқи бастаған кезде, бұл энергия ішінара кинетикалық энергияға өзгереді.

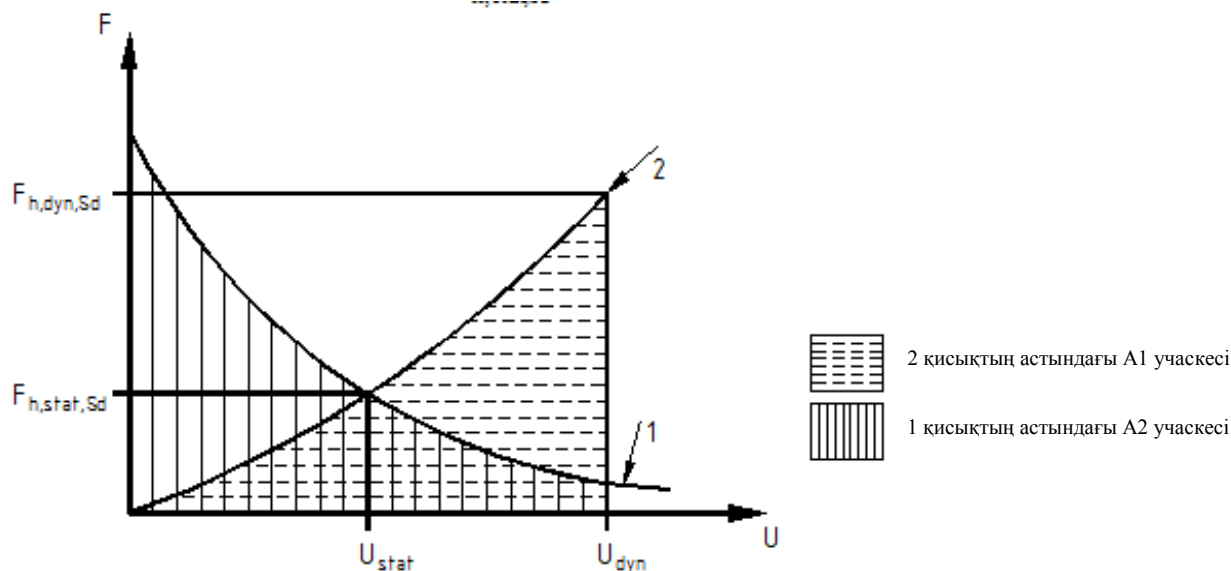
Барынша көп ауытқу кезінде кинетикалық энергия нөлге тең, себебі 2 және 3 созуларымен жоғалтылған энергия діңгекке діңгек пен созуға берік деформацияды энергия түрінде берілген. Ауытқулардың өшуі ескерілмеген.

2 және 3 созуларымен жоғалтылған энергия 2.10 суретінде 1 қисықтағы A2 учаскесіне тең деуге болады.

Нәтижесінде A1 және A2 екі учаскесі бірдей болатын ауытқуды u_{dyn} динамикалық ауытқу ретінде қабылдау қажет.

$F_{h,dyn,Sd}$ динамикалық күш бұл динамикалық ауытқуға сәйкес келеді. Динамикалық әсер ету коэффициентін Φ келесідей анықтауға болады:

$$\Phi = \frac{F_{h,dyn,Sd}}{F_{h,stat,Sd}} \quad (2.98)$$



1 – Қисық 1: 2 және 3 созулары;

2 – Қисық 2: , 2 және 3 созуларын есептемегенде дінгек

2.40 Сурет – «Күш-ауытқу» графигі

Созудың мүмкін үзілуінен кейін бірден дінгекті есептеудің жоғарыда көрсетілген әдісі үш бағытта бекітілген дінгектерге қатысты қолданылады. Төрт (немесе артық) бағыттарда бекітілген дінгектерге қатысты сол қағидаларға негізделген ұқсас әдіс қолданылады.

Жобалаушылардың, тапсырыс берушінің және құзыретті органдардың келісуімен үзілу кезінде туындайтын, жоғарыда көрсетілген динамикалық күш климаттық жүктеулермен құрастырылмауы тиіс.

2.3.7.2.3 [Е.3] Консервативті әдіс (артықпен есептеу)

Арқанның үзілуімен туындаған мұнараның дінгегі мен созуларындағы динамикалық күштер артығымен есептелуі мүмкін, бұл үшін келесі статикалық есеп қолданылады.

Үзілу алдында созуда әрекет ететін созудың көлденең құраушы күшін бұзылған созусыз дінгекке әсер ететін қосымша күш ретінде пайдалану қажет.

ЕСКЕРТПЕ Өзге климаттық жүктеулер болмаған жағдайда ол бастапқы созылуға сәйкес келеді.

Егер дінгекте екі белдеулі бекіту болса немесе жоғарғы тартқыштың үзілуін қарастырған жағдайда тартқыштың нәтижелік күшін 1,3 коэффициентін пайдалана отырып ұлғайтқан жөн.

2.3.7.2.4 [Е.4] Тартқыш үзілгеннен кейінгі талдау

2.3.7.2.2 және 2.3.7.2.3 тармақшаларда келтірілген әдістерге қосымша ретінде тартқыш үзілгеннен кейін дінгек бірден уақытша тартқыш орнатылғанша қысқа уақыт мерзімінде желді жүктемелерге төтеп беруі тиіс.

Өзге талаптар келтірілмесе, бұзылуы жоқ тартқышы бар дінгек статикалық жүктеме сияқты әрекет ететін төмендетілген желді жүктемеге және желдің патч-жүктемесінсіз төтеп бере алуы тиіс. Төмендетілген желді жүктеме желдің ең қолайсыз бағыты кезінде әрекет ететін орташа желді жүктеменің 50% тең болып қабылданады.

2.3.7.3 Құрылыс жұмыстарын жасау және жүргізу кезінде әсер ету конструктивті сызба есепке алына отырып қаралуы тиіс. Әсер етудің тиісті комбинациялары мен кеміту коэффициенттерін ҚР ҚН EN 1991-1-6 қар.

ЕСКЕРТПЕ Ауыспалы жобалық шарттар үшін шектеулі уақыт қаралуы мүмкін.

2.3.7.4 Қажет болып табылса, іргетастың шөгуін бағалауды жүргізу қажет. Бөренелі негіздегі торлы мұнараларды, сондай-ақ дінгек және тартқыштардың іргетасының әркелкі шөгуін ерекше қаралуы талап етілуі мүмкін.

2.3.7.5 Қауіпсіздікті бағалау үшін жабдықтарды бекіту және анкерлеу нәтижесіндегі әсер етуді EN 795 сәйкес анықтауға болады. Егер ұсынылған қауіпсіз жұмыс тәсілі жұмысты позициялау жүйесін немесе жоғарыдан құлаудан қорғаудың мобильді жүйесін қолдануды талап етсе, олардың бекіту нүктелері сәйкес болуы тиіс, EN 365 қар.

Әр жобада жабдықтардың монтажи және жұмысы кезіндегі жүктемелерді жеке-жеке есепке алу қажет.

2.3.8 [2.3.8] Әсер етулерді бөлу

Желдіні қосқанда жүктемелерді элементтің ұзындығы бойынша немесе өзге де бекітілген элементтердің тұрақты жүктемесін қаса есептей отырып, құралымның өз салмағын есепке алған жөн.

2.4 [2.4] Сынаулы шекті жағдайда тексеру

2.4.1 Әсер етудің есепті мәнінің және әсер ету комбинациясының коэффициенттері желдің әсер ету басымдылығын есепке ала отырып, ҚР ҚН EN 1990 ережелеріне сәйкес қабылдау қажет.

Сенімділік класына қарай әсер етудің жекелей коэффициенттері 2.2 кестеде келтірілген.

2.4.2 Өз салмағы және тартқыштардың бастапқы созылуы әсерінің жекелей коэффициенттері ҚР ҚН EN 1993-1-11 5-тарауында келтірілген талаптарға сәйкес болуы қажет.

Пайдалану кезіндегі тұрақты есепті жағдай үшін G өз салмағының тұрақты әсері

және Р алдын ала созу әсері құралымның тұрақты сыртқы геометриясына жауап беретін G +P тұрақты әсеріне біріктірілуі тиіс. Шекті жағдайды тексеру үшін G+P тұрақты әсерлері 2.2 кестеде келтірілген γ_G әсер етудің жекелей коэффициенттеріне көбейтілуі тиіс.

2.5 Сынақтармен кешенде жобалау

2.5.1 EN 1990 анықталған жалпы талаптарды, сондай-ақ осы көмекші құралдың 8 тарауында баяндалған ерекше талаптарды орындау қажет.

2.5.2 Жобалау сынақтармен қоса жүргізілетін жағдайлар ҚР ҚН EN 1990 5.2 қосымша бөлімде келтірілген.

Қосымша жағдайлар ретінде: нормативтік әдебиетте келтірілген имараттардан өзгеше нысандар, жел ағынының қолайсыз бағыттары немесе дененің басқа бағыттарға жалпы қарсылығын құраушылардың тиісті негізі кезін есепке алу және т.б. бола алады. [2.5].

2.6 Ұзақ уақытқа жарамдылық

2.6.1 Имараттардың және олардың құрамдас бөліктерінің ұзақ уақытқа жарамдылығын қамтамасыз ету үшін не оларды қоршаған ортаның әсері және егер бар болса, қажығандықты есепке ала отырып жобалаған (9 тарауды қар.), не оларды осы әсерлерден тиісті коррозияға қарсы қорғанышпен қорғаған (4 тарауды қар.) жөн.

2.6.2 Есепті пайдалану мерзімін технологиялық ұйым немесе тапсырыс беруші белгілейді. Мынадай пайдалану мерзімдері ұсынылады:

- қызмет мерзімі 50 жыл – ерекше маңызы бар имараттар және моральды ескіруі өте аз имараттар, сондай-ақ кешенді пайдалануға арналған имараттар;
- қызмет мерзімі 30 жыл – функционалды міндеттерді орындауға арналған ең көп таралған имараттардың түрі;
- қызмет мерзімі 10 жыл – уақытша және тасымалы имараттар [2.6].

3 МАТЕРИАЛДАР. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР

3.1 Құралымлық болат

3.1.1 Жалпы ережелер

ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.1 тармағына сәйкес есептеулерді орындау кезінде осы тарауда келтірілген материалдар қасиеттері параметрлерінің номиналды мәнін сипатталыу деп таныған жөн.

Көмекші құралдың осы тарауы 3.1. кестеде келтірілген маркаларға сәйкес болаттардан жасалған құралымдарды жобалауға арналған.

ЕСКЕРТПЕ Жергілікті материалдарды қолдану жағдайында бұл материалдарды қолдануға техникалық шартты сәулет және құрылыс істері бойынша мемлекеттік орган уәкілеттілік берген ұйымда алған жөн.

3.1 Кесте – Ыстықтай тегістелген құралымлық болаттың аққыштық шегі f_y және созылуға уақытша қарсылықтың f_u номиналды мәндері

Болат стандарты және маркасы	Элементтің номиналды қалыңдығы t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

1 ЕСКЕРТПЕ EN 10025 стандарты құралымлық қуыс профильдер мен құбырлардан басқа ыстықтай тегістелген құралымлық болаттан жасалған жазық және ұзын өнімге техникалық шарттарды анықтайды.

2 ЕСКЕРТПЕ EN 10210-1 стандарты ыстық пішіндеу, дөңгелеу, шаршылық және тіктөртбұрыштық қима әдісімен жасалған қуыс құралымлық профильдерге техникалық шарттарды белгілейді және одан кейінгі термоөңдеу немесе онсыз ыстық пішіндеу әдісімен жасалған қуыс профильдерге, сондай-ақ суық пішіндеу әдісімен жасалған, одан кейін ыстық пішіндеу әдісімен жасалған бұйымдардың қасиеттеріне тең металлургиялық қасиеттернді қамтамасыз ету үшін термоөңдеуден өткен қуыс профильдерге таралады.

3 ЕСКЕРТПЕ EN 10219-1 стандарты суық пішіндеу, дөңгелек, шаршылық және тіктөртбұрыштық қима әдісімен жасалған қуыс пісірілген құралымлық профильдерге техникалық шарттарды белгілейді және одан кейінгі термоөңдеусіз суық пішіндеу әдісімен жасалған қуыс профильдерге таралады.

4 ЕСКЕРТПЕ 3.1 кестеде келтірілген болатты белгілеулер:

- 1) құралымлық болатты білдіретін S символынан;
- 2) берілген ең төменгі аққыштық шегінен МПа (Н/мм²);
- 3) қыздырумен қалыпқа келтіру немесе қалыпқа келтіруші тегістеуден кейінгі жағдайдағы болатты белгілеу үшін N символынан;
- 4) термомеханикалық өңдеуден кейінгі жағдайдағы болатты белгілеу үшін M символынан;
- 5) соққылық беріктіктің -50° төмен емес температурада белгіленген мәнімен болат сапасын белгілеу үшін L символынан, L символы болмаған кезде -20° төмен емес температурада;
- 6) тұйық (қуыс) профильді белгілеу үшін H символынан;
- 7) атмосфералық коррозияға шыдамдылықты белгілеу үшін W символынан;
- 8) қайтарылғаннан кейінгі ширатылған болатты белгілеу үшін Q символынан құралады.

3.1.2 Материалдардың қасиеттері

f_y аққыштық шегінің және f_u уақытша қарсылықтың номиналды мәні құралымлық болат үшін:

- а) не $f_y = R_{ch}$ и $f_u = R_m$ илемге тікелей стандарт бойынша;
- б) немесе 3.1 кесте бойынша тең болып қабылданады [3.2.1 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

3.1.3 Иілгіштікке талаптар

Болаттардың ең төмен иілгіштігі мына шамалардың шекті мәндерімен сипатталуы тиіс:

- f_u/f_y – f_u уақытша қарсылықтың ең төмен мәнінің f_y аққыштық шегінің ең төмен мәніне қатынасы;
- үлгіні $5,65 \sqrt{A_0}$ ұзындығымен үзуден кейінгі салыстырмалы ұзарту (мұндағы A_0 – көлденең қиманың бастапқы ауданы);
- f_u уақытша қарсылыққа сәйкес ε_u шекті деформация.

ЕСКЕРТПЕ f_u/f_y қатынасының, ұзу кезіндегі салыстырмалы ұзарту және ε_u шекті деформацияның мынадай шекті мәндерін қабылдау ұсынылады:

- $f_u/f_y > 1,10$;
- үзуден кейінгі салыстырмалы ұзарту 15 % кем емес;
- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$, мұндағы ε_y – серпінді деформация ($\varepsilon_y = f_y/E$).

3.1 кестеде келтірілген болат маркаларының біріне сәйкес болат осы талаптарды қанағаттандыруы тиіс.

3.1.4 Морт бұзылу

Имараттың есептік қызмет мерзімінің шегінде ең төмен температурадағы пайдалану кезінде созылмалы элементтердің морт бұзылуын болдырмау үшін материал жеткілікті соққылық тұтқырлыққа ие болуы тиіс.

ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтірілген шарттар ең төмен температурада орындалса, онда элементті морт бұзылу есебімен беріктікке тексерудің қажеті жоқ.

Қысуға жұмыс істейтін элементтер үшін болаттың соққылық тұтқырлығының ең төменгі мәні белгіленуі тиіс. $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t)$ үшін 3.2 кестені пайдалану ұсынылады.

3.2 Кесте – Элемент қалыңдығының барынша мүмкін мәндері t, мм.

Болат классы	Болаттың төменгі классы	Шарпи бойынша жұмыс (KV)	Есептік температура T _{Ed} , °C															
			σ _{Ed} = 0,75 f _y (t)								σ _{Ed} = 0,50 f _y (t)							
			T, J _{min} °C								σ _{Ed} = 0,25 f _y (t)							
			10	0	-10	-20	-30	40	50	-	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-50
S235	JR	20	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115
	J0	0	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155
	J2	-20	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200
	JR	20	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110
S275	J0	0	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145
	J2	-20	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190
	M,N	-20	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200
	ML,NL	-50	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200
S355	JR	20	40	35	25	20	15	10	5	65	55	45	40	30	25	20	110	95
	J0	0	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130
	J2	-20	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175
	K2,M,N	-20	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200
S420	ML,NL	-50	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200
	M,N	-20	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185
	ML,NL	-50	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200
	Q	-20	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155
S460	M,N	-20	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175
	QL	-40	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200

3.2 Кесте – Элемент қалыңдығының барынша мүмкін мәндері t, мм (жалғасы)

Болат классы	Болаттың төменгі классы	Шарпи бойынша жұмыс (KV)	Есептік температура T_{Ed} , °C															
			$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$							
			T, J_{min} °C								$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$							
			10	0	-10	-20	-30	40	50	-	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-50
S690	ML, NL	27	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	115
	QL 1	30	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	130
	Q	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	45
	Q	30	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	50
	QL	40	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	60
	QL	30	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	75
	QL	40	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	85
	QL	30	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	100
1 ЕСКЕРТПЕ 3.2 кестені қолдану кезінде сызықтық интерполяцияны пайдалануға болады. Көп жағдайда $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$ және $\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$ арасындағы аралық мәндері қолданылады. $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$ интерполяция мақсатында беріледі. Аса экстремалды мәндердің экstrapоляцияларын пайдалуға болмайды.																		
2 ЕСКЕРТПЕ S690 болаттарынан жасалған бұйымдар сортаменттері үшін T_{KV} сынақ температурасын қабылдау қажет.																		
3 ЕСКЕРТПЕ 3.2 кестеде бұйым илемі бағытында жасалған Шарпи (KV) бойынша үгілдердің соққылық иілісіне сынақтар кезінде алынған кешілдендірілген мәндер келтірілген.																		

3.2 кестеде аққыштық шегі шамасының бөлігі ретінде сипатталған кернеудің үш деңгейі үшін барынша жарамды мәндер келтірілген:

$$\begin{aligned} \text{a) } \sigma_{Ed} &= 0,75f_y(t), \text{ Н/мм}^2; \\ \text{b) } \sigma_{Ed} &= 0,50f_y(t), \text{ Н/мм}^2; \\ \text{c) } \sigma_{Ed} &= 0,25f_y(t), \text{ Н/мм}^2, \end{aligned} \quad (3.1)$$

мұндағы $f_y(t)$

$$f_y(t) = f_{y,nom} - 0,25 \frac{t}{t_0}, \text{ Н/мм}^2 \text{ формуласы бойынша анықталады,}$$

мұндағы t – беттің қалыңдығы, мм;

$t_0 = 1$ мм,

немесе болаттың тиісті стандарттарымен белгіленген R_{eH} -шамасына тең болып қабылдануы мүмкін.

Кестелік мәндер жеті есептік температура үшін келтірілген: 10°C, 0°C, минус 10°C, минус 20°C, минус 30°C, минус 40°C и минус 50°C [3.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

Мырыш жабыны бар элементтер үшін болат таңдаған кезде EN 1461 қар.

3.1.5 Илем қалыңдығы бағытындағы болат қасиеттері

ҚР ҚН EN 1993-1-1 3.2.4 тармағына сәйкес егер ҚР ҚН EN 1993-1-10 бойынша илем қалыңдығы бағытындағы қасиеттерні жақсартылған болат пайдалану қажет болса, EN 10164 бойынша сапа классының талаптарына сәйкес болатты пайдаланған жөн.

1 ЕСКЕРТПЕ Илем қалыңдығы бағытындағы қасиеттерді таңдау бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтірілген.

2 ЕСКЕРТПЕ Белдеулер түйісуіндегі қалыңдық бағытындағы созылуға жұмыс істейтін ернемекті қосылыстардың беттеріне баса назар аудару қажет.

3 ЕСКЕРТПЕ Егер Z_{Ed} мәндері ҚР ҚН EN 1993-1-10 сәйкес анықталса, онда болат сапасының қажетті классын EN 10164 сәйкес 3.3. кесте бойынша анықтаған дұрыс.

3.3 Кесте – EN 10164 сәйкес сапа классын таңдау

ҚР ҚН EN 1993-1-10 бойынша Z_{Ed} берілген мәні	EN 10164 бойынша Z есептік шамасы арқылы сипатталған Z_{Rd} қажетті мәні
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

3.1.6 Рұқсаттар

Илемдік профильдер, тұйық қима профильдері және беттік илемнің салмағы және мөлшері бойынша рұқсаттар егер одан гөрі қатаң рұқсаттар белгіленбеген болса, ETAG немесе ETA өнім стандарттарына сәйкес болуы тиіс.

Пісірілетін элементтер үшін рұқсаттар EN 1090 келтірілген.

Құралымдардың есептеулерін орындау кезінде мөлшерлердің номиналды мәндерін пайдаланған жөн [3.2.5 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

3.1.7 Материалдардың физикалық сипаттамаларының есептік мәндері

3.1.7.1 Көмекші құралдың бұл бөлімінде келтірілген құралымлық болаттар үшін есептеулерде материалдардың физикалық сипаттамаларының мына мәндерін қабылдаған дұрыс:

- серпімділік модулі $E = 210000 \text{ Н / мм}^2$;
- ығысу модулі $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81000 \text{ Н / мм}^2$;
- серпімді сатыдағы Пуассон коэффициенті $\nu = 0,3$;
- сызықтық термиялық кеңею коэффициенті $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$ ($T < 100^\circ\text{C}$ кезінде) [3.2.6 ҚР ҚН EN 1993-1-1].

3.1.7.2 Суық пішінделген элементтер үшін құралымлық болаттар және олардың сипаттамаларына талаптарды ҚР ҚН EN 1993-1-3 қар.

3.2 Қосылыстар

3.2.1 Бұрандамалар, бұрамалар және тығырықтар

3.2.1.1 Жалпы ережелер

Мұнаралар мен діңгектер үшін қолданылатын бұрандама, бұрама және тығырықтарға сипаттамалар мен талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-8 нұсқауларына сәйкес қабылданады.

Бұрандамалар, бұрамалар және тығырықтар 4 және 7 топтардың сілтеме стандарттарында келтірілген талаптарға сәйкес келуі тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.4 және 1.2.7 тармақтарын қар.).

Осы көмекші құралда келтірілген ережелер 3.4 кестеде келтірілген бұрандамалардың беріктік класттары үшін дұрыс.

f_{yb} аққыштық шегінің және f_{ub} созылуға уақытша қарсылықтың мәндері 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 және 10.9 беріктік классының болттары үшін 3.4 кестеде келтірілген. Бұл мәндерді есептеулерді жүргізу кезінде сипаттамалық мәндер ретінде қабылдаған жөн [3.1.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8].

3.4 Кесте – Бұрандамалардың f_{yb} аққыштық шегі және f_{ub} созылуға уақытша қарсылықтың номиналды мәндері

Беріктік классы	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}, \text{ Н/мм}^2$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}, \text{ Н/мм}^2$	400	400	500	500	600	800	1000

3.2.1.2 Бақыланатын (алдын ала) керілуі бар бұрандамалар

Бақыланатын керілуі бар бұрандамалар ретінде құралымдарды жасау кезіндегі талаптарды қоса алғанда бақыланатын керілуі бар беріктігі жоғары бұрандамаларға арналған стандарттар талаптарына сәйкес келетін тек 8.8 және 10.9 беріктік класстарының бұрандамалары ғана пайдаланыла алады. [3.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-8].

3.2.1.3 Іргетастық бұрандамалар

Іргетастық бұрандамалар үшін мына материалдар пайдаланылуы мүмкін:

- 1 топтың сілтемелік стандарттары бойынша болат маркалары (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.1 тармағын қар.);
- 3.2.1.1. тармақшасында көрсетілген стандарттар бойынша болат маркалары;
- аққыштық шегінің номиналды мәні іргетастық бұрандамалардың қиылу жұмысы кезінде 640 Н/мм^2 және қалған жағдайларда 900 Н/мм^2 аспаған жағдайда EN 10080 бойынша арматуралық өзектердің арттырылған беріктігі үшін қолданылатын болат маркалары [3.3 ҚР ҚН EN 1993-1-8].

3.2.2 Дәнекерлерге арналған материалдары

3.2.2.1 Жалпы ережелер

Осы тарауда келтірілген ережелер ҚР ҚН EN 1993-1-1 сәйкес дәнекерленетін құралымлық болаттарға және қалыңдығы 4 мм және одан артық материалдарға қолданылады. Ережелер сонымен қатар тігіс металының механикалық қасиеттері негізгі металдың қасиеттерімен үйлескен қосылыстарға да таралады, 3.2.2.2 тармақшаны қар.

Қалыңдығы одан кем элементтердің дәнекерлік қосылыстары бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-3 келтірілген. Қабырғасының қалыңдығы 2,5 мм және одан артық тұйық профильдерді пісіру кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-8 7-тарауының нұсқаулықтарын басшылыққа алған жөн.

Қажу жүктемесіне шалдыққан пісіру тігістері ҚР ҚН EN 1993-1-9 келтірілген қағидаттарды қанағаттандыруы тиіс.

Әдетте басқасы ескертілмесе, дәнекерлік қосылыстар үшін EN ISO 25817 сәйкес С сапасы талап етіледі. Пісіру тігістерін бақылу жиілігін 7 топтың сілтемелік стандарттарына сәйкес белгілеген жөн (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.7 тармағын қар.). Пісіру тігістерінің сапа деңгейін EN ISO 25817 бойынша белгілеген жөн. Қажу жүктемесіне шалдыққан құралымдардағы пісіру тігістерінің сапа деңгейін ҚР ҚН EN 1993-1-9 бойынша белгілеген дұрыс.

Болат беттердің қатпарлануынан аулақ болған жөн. Болат беттердің қатпарлануын болдырмау бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1993-1-10 келтірілген.

3.2.2.2 Дәнекерлік қосылыстар үшін материалдар

Дәнекерлік қосылыстарға арналған барлық материалдар 5 топтың сілтемелік стандарттарында келтірілген талаптарға сәйкес болуы тиіс (ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2.5 тармағын қар.).

Тігіс металлының Шарпи бойынша аққыштық шегі, созылуға уақытша қарсылық, үзу кезіндегі салыстырмалы ұзару мәндері және соққылық тұтқырлығының ең төмен мәні негізгі металл үшін белгіленген мәндерге балама немесе олардан артық болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Жалпы жағдайда пайдаланылатын болатты маркасы бойынша ілгері электродтарды пайдаланған артық.

3.3 Тартқыштар және құралдар

3.3.1 Жалпы ережелер

3.3.1.1 Егер Тұтынушы арқандарды жергілікті нормалар (ҚР әрекет ететін МСТ бойынша) бойынша қолданса, онда тартқыштар мен антеналық полотнолардың элементтері үшін СС тобы бойынша мырышталған дөңгелек болат жүктік дара оралған тарқатылмайтын (спиральді) немесе металл өзекшесі бар қосарлы айқас оралған тарқатылмайтын арқандарды қолданған жөн, бұл ретте спиральді арқандар 325 кН (33тс) дейін есептік күш салу кезінде қолданылуы тиіс. Арқандарда 1 марканың ең үлкен диаметрлі болат дөңгелек сымдарды пайдалану қажет. Орташа және қатты агрессиялы орталар үшін СС тобы қанаттарының талаптарымен ЖС тобы бойынша мырышталған арқандар жіберіледі.

Жаңғақ түріндегі изоляторлары қоса салынған тартқыштар үшін радиотехникалық талаптар рұқсат берген жағдайда металл емес өзекшелері бар болат арқандарды қолдануға болады.

Арқандардың салмақ көтеретін қасиеттерін арттыруға күш салатын тартқыштар үшін зета тәріздес және сынаға ұқсас сымдардан жасалған жабық түрдегі болат арқандарды қолдануға болады.

3.3.1.2 Егер Тұтынушы Еурокодта көрсетілген арқандарды қолданса, онда ҚР ҚН EN 1993-1-11 нұсқаулықтарын басшылыққа алған жөн.

Мұнаралар мен діңгектер үшін қолданылатын тростар, кабельдер, сымдар, арматуралар және басқа да материалдарға сипаттамалар мен талаптар ҚР ҚН EN 1993-1-11 нұсқауларына сәйкес қабылданады және тиісті еуропалық техникалық өзгешеліктерді қанағаттандырулары тиіс.

3.5 кестеде құралымға қосылу әдісінің арқасында оларды реттеу және ауыстыруға мүмкіндік беретін, созылуға жұмыс істейтін болаттан жасалған элементтердің барлық топтары келтірілген.

ЕСКЕРТПЕ Дәл орнату және ауыстыру бойынша созылуға жұмыс істейтін элементтерге қойылатын талаптардың салдарынан соңғылары, әдетте, құрылыс алаңына дайын түрінде жеткізілетін және құралымға орнатылатын бұрын жасалған бұйымдар болып келеді.

3.3.1.3 В тобының бұйымдары үшін қаралатын ақырғы муфталардың түрлеріне:

- металл және полиэфир муфталар, EN 13411-4 қар.;
- цемент құймалы муфталар;
- металл ұштықтар және металл қосқыштар;
- сыққыш муфталар және сыққыш гильзалар;
- U тәріздес бұрандамалары бар сымды арқандар үшін қысқаштар, EN 13411-5 қар.;
- байламдарды бекітуге арналған сыналар, сымдар және өзекшелер үшін суық пішінделген сфералық бастар.

3.5 Кесте – Созылуға жұмыс істейтін элементтер тобы

Топ	Басты созылатын элемент	Конструктивті элемент
A	Өзекше (шыбықша)	Созылған өзекшелер жүйесі, алдын ала ширатылған өзекше
B	Дөңгелек сым	Спиральді-тарам арқан
	Дөңгелек және Z-тәріздес сым	Толықтай жабық орамды арқандар
	Дөңгелеу сым және бұратылған сым	Тарам арқан
C	Дөңгелек сым	Параллель сымдардан тарам (PWS)
	Дөңгелек сым	Параллель сымдар байламы
	Жеті сымнан тарам (алдын ала ширатылған)	Параллель тарамдар байламы

ЕСКЕРТПЕ Антенна, түтін мұржалары және діңгектерді созу үшін муфталарға бекітілген немесе басқа ақырғы бекітулері бар сымдардан тұратын В тобындағы бұйымдар қолданылады және негізінен 5-160мм диаметрімен жасалады, EN 12385-2 қар. Бұл бұйымдарға:

- спиральді-тарам арқандар;
- диаметрі 20-180 мм толықтай жабық орамды арқандар;
- тарамдардан құралымлық арқандар жатады.

Спиральді-тарам арқандар, тарам арқандар және толықтай жабық орамды арқандардың сипаттамаларын 3.6 кестеде қар.

3.3.2 Болат маркалары және сымның беріктігі

f_y және f_u нормативті мәндері құралымлық болат үшін $f_{0,2}$, немесе $f_{0,1}$ және сым үшін f_u тиісті техникалық ерекшеліктер бойынша қабылданады.

1 ЕСКЕРТПЕ Болат үшін – ҚР ҚН EN 1993-1-1 және EN 1993-1-4 қар.

2 ЕСКЕРТПЕ Сым үшін – EN 10264, 1 бөлімі –4 бөлімі қар.

3 ЕСКЕРТПЕ Арқандар үшін – EN 12385, 4 бөлімі және 10 бөлімі қар.

4 ЕСКЕРТПЕ Ақырғы муфталар үшін – EN 13411-3 қар.

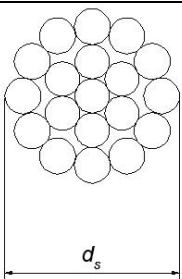
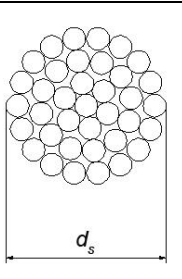
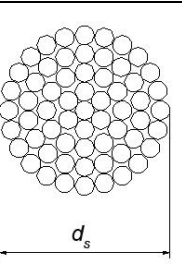
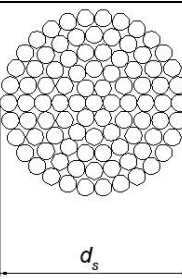
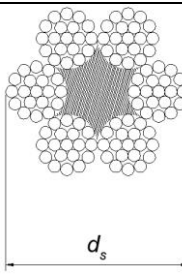
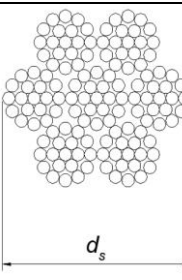
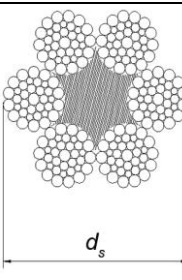
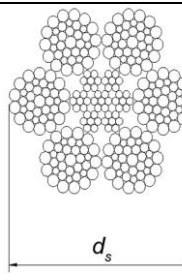
5 ЕСКЕРТПЕ Тарамдар үшін – EN 10138-3 қар.

6 ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада f_u ең жоғары мәні ұзақ уақытқа жарамдылық шарттарынан белгіленді:

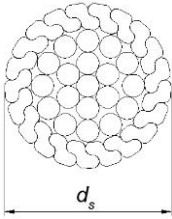
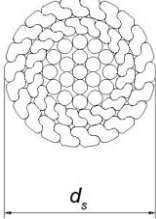
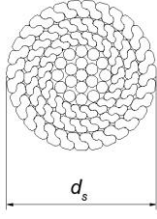
- болат сым үшін:

- дөңгелек қималы: созылуға номиналды беріктігі – 1770 Н/мм²;
- Z-тәріздес қима: созылуға номиналды беріктігі – 1570 Н/мм²;
- дөңгелек қималы тот баспайтын болат сым үшін: созылуға номиналды беріктігі – 1450 Н/мм² [3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-11].

3.6 Кесте – В тобының бұйымдары

Спиральді-тарам арқандар				
				
Конструктивті формула	1×19	1×37	1×61	1×91
Диаметр d _s , мм	3–14	6–36	20–40	30–52
Тарам	1	1	1	1
Тарамдағы сым саны	19	37	61	91
Тарамның сыртқы қабатындағы сым саны	12	18	24	30
С металын көлденең қию ауданының номиналды коэффициенті	0,6	0,59	0,58	0,58
К үзілуге әсер коэффициенті	0,525	0,52	0,51	0,51
Тарам арқандар				
				
Конструктивті формула	16×19-CF	16×19-CWS	6×36WS-CF	6×36WS-CWR
Диаметр d _s , мм	6–40	6–40	6–40	6–40
Тарам	6	6	6	6
Тарамдағы сым саны	18	18	36	36
Тарамның сыртқы қабатындағы сым саны	12	12	14	14
С металын көлденең қию ауданының номиналды коэффициенті	0,357	0,414	0,393	0,455

3.6 Кесте – В тобының бұйымдары (жалғасы)

К үзілуге әсер коэффициенті	0,307	0,332	0,329	0,355
Толықтай жабық орамды арқандар				
				
Конструктивті формула	Z-тәріздес сымның бір қабаты	Z-тәріздес сымның екі қабаты	Z-тәріздес сымның үш қабатынан артық немесе тең	
Диаметр d_s , мм	20–40	25–50	40–180	
үшін рұқсат етілетін ауытқу	+5 %	+5 %	+5 %	
С металын көлденең қию ауданының номиналды коэффициенті	0,636	0,660	0,700	
К үзілуге әсер коэффициенті	0,585	0,607	0,643	
ЕСКЕРТПЕ Металл сымды көлденең қию ауданының номиналды коэффициенті және үзуге әсер ету коэффициенті EN 12385-2 сәйкес қабылданады.				

3.3.3 [3.2.2 ҚР ҚН EN 1993-1-11] Тартқыштардың В тобындағы созылған элементтерінің серпімділік модулі

Тартқыштардың В тобындағы созылған элементтерінің серпімділік модулі сынақ нәтижелерінің негізінде анықталады.

1 ЕСКЕРТПЕ Серпімділік модулі кернеу деңгейінен және тартқыш алдын ала созылғанына және циклдік жүктеуге және жеңілдетуге шалдыққанына байланысты.

2 ЕСКЕРТПЕ В тобыны созылған элементтері үшін тартқышты созу кезіндегі қаттылық серпімділік модулінің арқанның металл бөлігін A_m көлденең қию ауданына көбейтіндісімен анықталады.

Қиюшы модуль бүкіл қызмет мерзімі бойы есепті жағдайларды құрылымдық талдау үшін серпімділік модулі ретінде пайдаланылады. Меншікті мәнді тартқыштың түрі және оның диаметрі есепке алына отырып белгіленеді және шынайы мәндерді алуды қамтамасыз ету үшін F_{inf} и F_{sup} жекілікті жүктеу циклдерінің санының нәтижелері бойынша (бестен кем емес) анықтайды, мұндағы F_{inf} и F_{sup} – тиісінше нақты тұрақты және ауыспалы әсер жағдайларындағы тартқышқа әсер етудің ең төмен және жоғары күштері.

Ұзындығы шамалы үлгілерді сынау үшін (үлгінің 10 кем ұзындығы×орам ұзындығы) алынған жылжығыштық мәні ұзындығы үлкен тартқышқа қарағанда аз болады.

1 ЕСКЕРТПЕ Барынша нақты мәндер болмаған жағдайда кесу үшін назарға 0,15мм/м

қосымша қысқарту олдану арқылы әсер ету назарға алынады.

2 ЕСКЕРТПЕ Сынақ нәтижелері жоқ болған жағдайда серпімділік модулінің номиналды мәндері пайдалану үшін бастапқы жақындастырылған 3.7 кестеде келтірілген. Бұдан нақтырақ EN 10138 қар.

3.7 Кесте – Q ауыспалы жүктеулеріне сәйкес E_Q серпімділік модулі

Жоғары берік созылатын элемент	E_Q , кН/мм ²	
	Болат сым	Тот баспайтын болат сым
Спиральді тарам арқандар	150±10	130±10
Толықтай жабық орамды арқандар	160±10	-
CWR сымынан жасалған тарам арқандар	100±10	90±10
CF сымынан жасалған тарам арқандар	80±10	-

3 ЕСКЕРТПЕ Толықтай жабық орамды арқандар үшін E серпімділік модулінің номиналды мәндері 3.7 кестеде келтірілген. Бұл есептелген мәндер циклдік жүктеу кезінде F_{uk} есептелген үзуге беріктіктің 30 % – 40 % диапазонында қолданылады.

4 ЕСКЕРТПЕ В тобындағы арқандар статикалық жүктеу кезінде алдан ала созусыз серпімді, сондай-ақ қалдық тұрақты деформацияны көрсетеді. Мұндай арқандарды оларды орнату алдында немесе одан кейін $0,45\sigma_{uk}$ тең циклдік жүктеудің барынша шамасына дейін созу арқылы сынауға кеңес беріледі. Шамалас кесінділерге кесу үшін мұндай арқандарды құрылыс алаңы жағдайында реттеу үшін рұқсат етілетін құрылғылар дәлдігімен алдын ала созады.

3.3.4 Металл емес тартқыштар

Тартқыштар үшін тиісті серпімділік модулі бар жоғары жиілік дірілдерді болдырмау үшін тиісті шаралар қабылданған жағдайда болаттан өзге материалдарды пайдалануға болады.

ЕСКЕРТПЕ Серпімділік модулі төмен синтетикалық материалдарды таңдау кезінде олардың төмен қаттылығының орнын толтыру үшін бастапқы жоғары созу талап етілуі мүмкін, бұл жоғары жиілікті дірілге әкеп соғуы мүмкін. Мұндай арқандардың шеттері ылғал өткізбеу мақсатында оқшауландырылады, әйтпесе найзағайлық разряд орын алуы мүмкін. Металл емес тартқыштар үшін басқаларына қарағанда анағұрлым жоғары жеке коэффициенттер талап етілуі мүмкін.

Металл емес тартқыштар тиісті техникалық ерекшеліктерге сәйкес болуы тиіс [D.1.2].

3.4 Өзге зауытта жасалатын бұйымдар

3.4.1 Діріл өшіргіштер

3.4.1.1 Құралымдарды жобалау кезіндегі барлық бұйымдар өнімнің ETAG немесе ETA тиісті стандарттарының талаптарына жауап беруі тиіс

3.4.1.2 Құралымның діріл өшіргіштері

Мұнара немесе діңгекте желдің әсерінен орын алуы ықтимал ауытқуларды ауытқуларды өшіргіштер көмегімен төмендету қажет.

ЕСКЕРТПЕ Осы көмекші құралдың 11-тарауын да қар.

3.4.1.3 [D.2.2.1] Тартқыштардың діріл өшіргіштері

3.4.1.3.1 Жалпы ережелер

Тартқыштарда желдің әсерінен туындайтын ықтимал дірілдерді басу үшін келесі әдістердің бірін пайдалану қажет:

а) Бастапқы созылу тартқышты үзуге есепті беріктіктен 10% артық болса, тартқыштарда кез келген жағдайда діріл өшіргіштер орнатылады.

б) Егер тартқыштар діріл өшіргіштермен жабдықталмаса, пайдаланудың бірінші жылдары тартқыштарды дірілдердің артық жиілігі және/немесе амплитудасына тексеріс жүргізу қажет. Кері жағдайда (а) тармақшасында көрсетілгендей діріл өшіргіштер орнатқан жөн.

ЕСКЕРТПЕ Діріл туралы деректерді 2.3.1.9 тармақшасында қар.

3.4.1.3.2 [D.2.2.2] Құйынды қозғалысты төмендету үшін ауытқуларды өшіргіштер

Тиісті дірілді өшіргіштерді барлық жағдайларда орнату қажет, мұнда құйынды қозғалыс тудыратын қолайсыз ауытқулар шамаланады немесе бақыланады.

3.4.1.3.3 [D.2.2.3] Шоқырақтарды төмендетуге арналған ауытқуларды өшіргіштер (жаңбыр/жел әсерінен туындаған дірілдерді қоса)

Екі немесе одан көп арқан тартқыштарының барынша амплитудаларының нүктелерін қосып, жаңбыр/жел әсерінен туындаған шоқырақ және дірілдерді бөлшектеп бақылауды қамтамасыз етуге болады. Тартқыштарды қосуды жобалау кезінде осы әсерді қатты жел жағдайында есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Шоқырақты бөлшектеп бақылауды қамтамасыз ету үшін шынжырларды ілуді, егер олар тиісті жиіліктік диапазонда әрекет ететін болса, қолдануға болады.

3.4.2 [D.3] Изоляторлар

Изоляторларды таңдау электрлік және механикалық сипаттамаларына байланысты жүргізіледі.

Ең төменгі беріктік шегін тиісті техникалық шарттарда қар.

Тартқыштар изоляторларының арматурасы электр жабдықтарының зақымдалуы жағдайында да діңгек тұрақтылығы қамтамасыз етілетіндей жобаланады. Оған сенімді изоляторлар қолдану немесе изоляторларды параллель жалғау арқылы қол жеткізуге болады.

Электр доғасынан қорғау құрылғылары болат арматураға жанасатын оқшаулаушы материалдардың бетінде доғалық разрядты болдырмауы тиіс.

Егер діңгектің негізінде изоляторлар пайдаланылса, оларды ауыстыру мүмкіндігін қамтамасыз ету үшін домкраттау құрылғысын қарастыру қажет.

Керамикалық оқшаулаушы материалды механикалық жүктеу және жеңілдету (механикалық сынақтар кезінде және/немесе монтаж кезінде) тиісті техникалық ерекшеліктерге сәйкес жүргізіледі.

ЕСКЕРТПЕ Басқа деректер болмаған жағдайда жүктеу немесе жеңілдету болжамды жүктеудің шамамен 5% жүйелі түре жүктеу немесе жеңілдету үдерісінің ұзақтығы 20 минуттан кем болмайтындай шамамен 1 мин. интервалмен жүргізіледі.

4 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР

4.1 [4.1] Тоттануды есепке алу

Құралымның орналасуы, оның пайдалану мерзімі және техникалық қызмет көрсету режиміне байланысты тиісті тоттануға қарсы қорғанысын қамтамасыз ету қажет.

1 **ЕСКЕРТПЕ** Құралымдардың тоттануға қарсы қорғанысын жобалау уақытында ҚР қолданыстағы тиісті нормативтік құқықтық құжаттардың талаптары бойынша орындау қажет.

2 **ЕСКЕРТПЕ** Тоттануға қарсы қорғанысты әзірлеу кезінде сондай-ақ:

- EN ISO 1461 – мырыштаумен тоттанудан қорғау;
- EN ISO 14713 – металды шаңдатумен тоттанудан қорғау;
- EN ISO 12944 – бояу арқылы тоттанудан қорғау талаптарын да орындаған жөн.

4.2 Тартқыштардың ұзақ уақытқа жарамдылығы

4.2.1 Жалпы талаптар

4 және 5 әсер ету класстары бар В тобының созылған элементтері үшін 4.1. кестеге сәйкес тоттанудан қорғау жүйесі мынадай болуы тиіс:

- дара сымдар тоттанудан қорғалуы тиіс;
- арқанның ішкі бөлігі ылғал өткізуден қорғалуы тиіс;
- арқанның сыртқы бетінің тоттануға қарсы қорғанысы болуы тиіс.

4.1 Кесте – Қолайсыз әсерлерді есепке алатын кластар

Қажу әсері	Тоттану әсері	
	Сыртқы әсерсіз	Сыртқы әсермен
Аз ғана қажу әсерімен	1 класс	2 класс
Басымырақ осьтік қажу әсері	3 класс	4 класс
Осьтік және жанама қажу әсері (жел және жаңбыр)	—	5 класс

Қысқаштар және бекітпелер орнатылған жерлерде ылғал өтуінің алдын алу үшін тоттануға қарсы қорғаныстың қосымша шараларын қолданған жөн.

Тасымалдау, қоймалау және қызмет көрсетуді – ҚР ҚН 1993-1-11 қосымшасынан қар.

4.2.2 Дара сымдардың тоттануға қарсы қорғанысы

В тобының созылған элементтерінің құрамындағы әр болат сымның мырыш немесе мырышты қоспа негізіндегі жабыны болуы тиіс.

Қоршаған ортаның жағдайына қарай тартқыш арқандары үстіне тағы бір қорғаныс қабаты (май немесе сыр) жағылатын мырышталған болат сымдардан жасалады. Осындай қорғаныс қабатының арқан өндіруде қолданылатын майлау материалдарымен үйлесімділігін қамтамасыз етуге баса назар аударған дұрыс.

Диаметрі 20 мм дейінгі мырышталған болат арқандар үшін баламалы қорғаныс құралы ретінде полипропилен материалын қолдануға болады. Бұл жағдайда, егер орнату және пайдалану кезінде қабықшасына зақым келмесе, қосымша қорғаныс қажет емес. Жобалау кезінде тоттануға қарсы тиісті қорғанысты қамтамасыз ету мақсатында шеткі қосылыстарға баса назар аудару қажет. Қапталмаған арқандарды уақытылы тоттануын анықтай алмау тәуекеліне байланысты қолданбаған жөн.

Полипропиленді жабынға найзағай зақым келтіруі мүмкін.

В тобының созылған элементтерінде дөңгелек қималы сымдар үшін мырыш немесе мырыш қоспасы негізінде EN 10264-2 сәйкес А класы орындалуы иіс. Мәнерлі қималы сымдар үшін ондай жабын EN 10264-3 сәйкес А класының талаптарына жауап беруі қажет.

1 ЕСКЕРТПЕ Әдетте Z-тәріздес қималы сым қалыңдықтың сүйрік бұрыштарда жабын қалыңдығының кемуі есепке алына отырып, 300 г/м² есебінен әлдеқайда қалың гальвандық жабынға ие.

2 ЕСКЕРТПЕ Жабыны Zn95A15 қоспасынан жасалған сым қалыңдығы дәл сондай мырыштан гальвандық жабыны бар сымға қарағанда тоттануға қарсы қорғанысы артық. Zn95A15 қоспасын дөңгелеу және Z-тәріздес сымның қиамысының жабыны үшін салмағы бойынша негізгі компонент ретінде пайдалануға болады [ҚР ҚН EN 1993-1-11 4.2].

4.2.3 В тобындағы созылған элементтердің ішкі бөлігін тоттанудан қорғау

Барлық арқаніші қуыстары белсенді немесе белсенді емес ылғалдың, жоғары температураның немесе дірілдің әсеріне төтеп беретін толтырғышпен толтырылуы тиіс.

1 ЕСКЕРТПЕ Белсенді толтырғыштар класына мырыштық шаңы бар бояудан қабықшасы бар полиуретан майы жатады.

2 ЕСКЕРТПЕ Белсенді емес ішкі толтырғыштар ретінде иілімді-пластикалық перманентті балауыз немесе алюминийлі толтырғышы бар көмірсутек полимері пайдаланыла алады.

3 ЕСКЕРТПЕ Созылатын элементтерді жасау кезінде орындалған ішкі толтыру элементті жүктеу кезінде сығылуы мүмкін, сондықтан уақыт өте келе тоттануға қарсы өзге шаралар қарастырылуы қажет.

4 ЕСКЕРТПЕ Ішкі толтыру осы арқан үшін қолданылатын өзге тоттануға қарсы құралдармен үйлесімсіздікті болдырмайтындай таңдалуы керек. [ҚР ҚН EN 1993-1-11 4.3].

4.2.4 В тобының созылған элементтерінің сыртқы бөлігін тоттанудан қорғау

Құрылыс аяқталғаннан кейін тоттануға қарсы қорғаныстың ықтимал бұзылуы және мырышты жоғалтудың орнын толтыру мақсатында тоттанудан қорғау бойынша қосымша шаралар қолданылады.

ЕСКЕРТПЕ Мұндай қорғаныс полиэтиленді оқшаулау немесе мырышы мол бояу болуы мүмкін. Полиэтиленнің ең төменгі қалыңдығы арқанның 15-ке бөлінген сыртқы диаметріне тең болуы, бірақ 3 мм кем болмауы тиіс.

Бояу негізінде қорғау жүйесі, кем дегенде өзіне:

- мырыштық шаңы бар қалыңдығы 50 мкм полиуретанның екі тегістеуші қабатты;
- құрамында темірі бар слюдамен қалыңдығы 125 мкм екі соңғы қабатты қосуы тиіс.

Тот баспайтын болат сымнан жасалған арқандар және тот баспайтын болаттан жасалған муфталар тоттанудан қосымша қорғаусыз тоттануға төзімділіктің тиісті класын қанағаттандыруы тиіс.

1 ЕСКЕРТПЕ Ауыспалы кезеңде тот баспайтын болат үшін тоттануға төзімділіктің кластарын жобада жеке белгілеу керек.

2 ЕСКЕРТПЕ Zn95A15 қоспасынан жабыны бар сым ұқсас жағдайларда тек мырышы көп жабынға қарағанда 3 есе артық тоттануға қарсылықты қамтамасыз етеді [ҚР ҚН EN 1993-1-11 4.4].

4.2.5 Тартқыштардың конструкциялармен қосылу орындарындағы тоттанудан қорғау

Арқаннан аққан жаңбыр суының қысқаштарға, орындықтарға және анкерлеу орындарына тиюін болдырмау үшін сақтық шаралары қабылдануы тиіс.

Арқандарды конструкцияларға бекіту орындары герметикалануы қажет [ҚР ҚН EN 1993-1-11 4.6].

5 ҚҰРАЛЫМДАР ЕСЕБІ. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР

5.1 [5.1] Әсер ету нәтижелерін анықтау мақсатында үлгілеу

Ішкі күштер мен моменттерді серпімді деформациялаудың жалпы есебін пайдалану арқылы анықтау қажет.

ҚР ҚН EN 1993-1-1 5-тарауындағы серпімді деформациялау жалпы есебін қар.

Есептеулерде брутто қималарының сипаттамаларын пайдалануға болады.

Деформация сипаттамаларын құралымдарды жобалау кезінде есепке алу қажет.

Егер деформация елеулі әсер етсе (мысалы, төбесінің жүктемесі жоғары мұнараларда) екінші тәртіп теориясын қолданған жөн, ҚР ҚН EN 1993-1-1 5-тарауын қар.

ЕСКЕРТПЕ 1 Бастапқы кезеңде тор тіреулерді бастапқы геометриялық деректерді пайдалана отырып есептеуге болады (бірінші тәртіп теориясы).

ЕСКЕРТПЕ 2 Діңгектер және тартқыштары бар түтін мұржаларын есептеу тепе-теңдік жағдайындағы деформация әсері есепке алына отырып жүзеге асырылады (екінші тәртіп теориясы).

ЕСКЕРТПЕ 3 Симметриялы діңгектердің жалпы тұрақтылығын 2.3.1.6.9 тармақшасынан қар.

Діңгектер және тартқыштары бар түтін мұржаларының жалпы есебі тартқыштардың сызықтық емес сипаттамалары есепке алына отырып жүргізіледі, ҚР ҚН EN 1993-1-11 қар.

5.2 [5.2] Қосылыстарды үлгілеу

5.2.1 [5.2.1] Негіздер

Құралымның жалпы және жергілікті есептерінде қосылыстардың сипаттамаларын есепке алу керек.

ЕСКЕРТПЕ Қосылыстарды талдау тәртібі ҚР ҚН EN 1993-1-8 келтірілген.

5.2.2 [5.2.2] Толықтай үшкілденген құралымдар (үшбұрышты торлы фермалар)

Қарапайым құралымдарда элементтердің қосылыстарында моменттердің құрылуына жол берілмейді. Жалпы есепте элементтер топсаланып қосылған деп қабылданады.

Қосылыстар номиналды бұрандамалық (топсалық) қосылыстардың талаптарына

– ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.2.2.2 тармақшасында көрсетілгендей немесе

– ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.2.3.2 тармақшасында көрсетілгендей сәйкес келуі тиіс.

5.2.3 [5.2.3] Үшкілденбеген құралымдар (кесілмеген рамалар)

Серпімді деформациялар есептеулері ҚР ҚН EN 1993-1-8 5.2.3.2 тармақшасының талаптарына сәйкес келетін қатты қосылыстардың толық кесілмеуіне негізделуі тиіс.

5.2.4 Кесілмеу есепке алынған үшкілденген құралымдар (кесілмеген немесе жартылай кесілген фермалар)

Серпімді деформацияның есептеулері пайдаланылатын қосылыстар үшін «момент-бұрылыс» немесе «күш-ығысу» анық болжалатын есептік сипаттамаларына негізделуі тиіс.

Бір торапта тоғысатын негізгі қаттылық байланыстарын тірек бағандарының осіне олардың осьтерінің қиылысу нүктесінде ортаға дәл келтірген жөн. Тораптарда эксцентриситеттер болған жағдайда қосымша иілу моменттерін есепке ала отырып есептеген дұрыс.

Негізгі қаттылық байланыстары жанасқан жерлерде ортадан таюға рұқсат етіледі, бірақ ол белдеуді көлденең қию мөлшерінің үштен бірінен аспауы тиіс. Үлкен мөлшерге ортадан таю кезінде элементтер тораптық моменттер есепке алына отырып есептелуі тиіс [5.2.4].

6 СЫНДЫҚ ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІңГЕКТЕР

6.1 [6.1] Жалпы ережелер

Салмақ көтеру қасиетінің есептік мәндерін анықтау үшін мынадай жеке коэффициенттер қолданылады γ_m :

- элементтің аққыштыққа қарсылығы: γ_{m0}
- элементтің тұрақтылыққа қарсылығы: γ_{m1}
- бұрандамалық қуыстардың нетто қимаға қарсылығы: γ_{m2}
- қосылыстардың қарсылығы: 6.4-тарауды қар.
- тартқыштардың және олардың бекітпелерінің қарсылығы: γ_{mg} , ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.
- оқшаулаушы материалдардың қарсылығы: γ_{mi}

1 ЕСКЕРТПЕ Егер параметрлері Еурокодтың талаптарына сәйкес анықталған материалдар қолданылса, онда ҚР ҚН EN 1993-3-1 ұсынылатын қауіпсіздік жекелей коэффициенттерінің мәндерін қолданған жөн:

$$\gamma_{m0} = 1,00; \gamma_{m1} = 1,00; \gamma_{m2} = 1,25; \gamma_{mg} = 2,00; \gamma_{mi} = 2,50$$

2 ЕСКЕРТПЕ Жергілікті материалдарды қолдану жағдайында бұл материалдарды қолдануға техникалық шартты сәулет және құрылыс істері бойынша мемлекеттік орган уәкілеттілік берген ұйымда алған жөн.

3 ЕСКЕРТПЕ γ_{mg} коэффициенті тартқыш немесе дәнекер муфта (немесе өзге бекіту) есептеулері кезінде қолданылады. Сәйкесінше болат қадалар, қосылыстар және плиталар тартқыш және муфтамиен үйлесімділігі есепке алына отырып жобаланады, сондықтан γ_{mg} ұлғайтылған мәні қажет болуы мүмкін. Толық деректерді ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.

4 ЕСКЕРТПЕ Үлгілік сынақтарға жататын құралымдар немесе элементтер немесе дәл сондай алдын ала сынақтардан өткен конфигурациялар үшін γ_m коэффициенті сынақ бағдарламасының нәтижелеріне қарай кемітуге болады.

6.2 [6.2] Қималардың салмақ көтеру қасиеті

6.2.1 [6.2.1] Қималардың сыныптамасы

6.2.1.1 Салмақ көтеру қасиетінің есептік мәндері көлденең қималардың сыныптамасына тәуелді. Көлденең қималар сыныптамасының рөлі салмақ көтеру қасиеті және көлденең қималардың айналу қасиеттері жергілікті тұрақтылығын жоғалтумен шектелетін шекараларды анықтаудан құралады. Мұнаралар мен діңгектер үшін ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.5.2 тармағында келтірілген қималардың сыныптамасы қолданылады.

6.2.1.2 Осы тармаққа сәйкес көлденең қималардың төрт класын айырады:

– 1 кластың көлденең қималары – оларда пластикалық есептеулерге қажет және қол жеткізілген салмақ көтеру қасиетін төмендетпейтін айналдыру қасиеті бар пластикалық топса пайда болуы мүмкін;

– 2 кластың көлденең қималары – оларда пластикалық деформация дамуы мүмкін, бірақ жергілікті тұрақтылықты жоғалту салдарынан айналдыру қасиеті шектелген;

– 3 кластың көлденең қималары – болат элементтің қатты сығылған талшықтарындағы кернеу серпімді бөлу кезінде аққыштық шегіне жетуі мүмкін, бірақ жергілікті тұрақтылықты жоғалту пластикалық деформациялардың дамуына кедергі келтіреді;

– 4 кластың көлденең қималары – оларда жергілікті тұрақтылықты жоғалту көлденең қиманың бір не одан көп аймақтарында аққыштық шегіне жетуге дейін орын алады.

6.2.1.3 4 кластың көлденең қималарында жергілікті тұрақтылықты жоғалту әсерінен салмақ көтеру қасиеті төмендеуі кезінде қажетті рұқсаттарды анықтау үшін тиімді ең пайдаланылуы мүмкін, ҚР ҚН EN 1993-1-5 5.2.2 тармағын қар.

Көлденең қималардың сыныптамасы қиманың сығылған аймағындағы бөліктердің енінің қалыңдығына қатысына тәуелді. Сығылған аймақтар қаралатын комбинациялардың әсерінен толықтай немесе бөлшектеп сығылған көлденең қиманың барлық аймақтарын қосады.

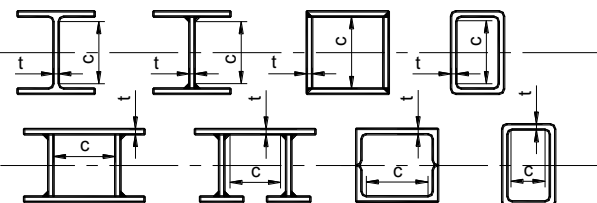
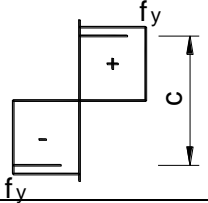
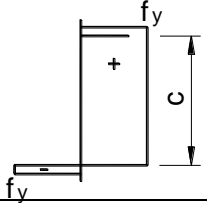
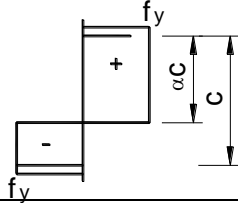
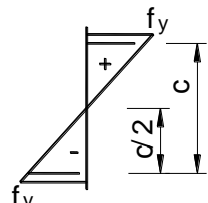
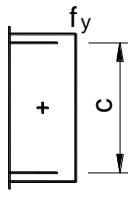
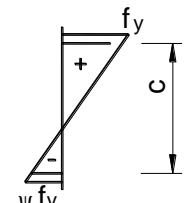
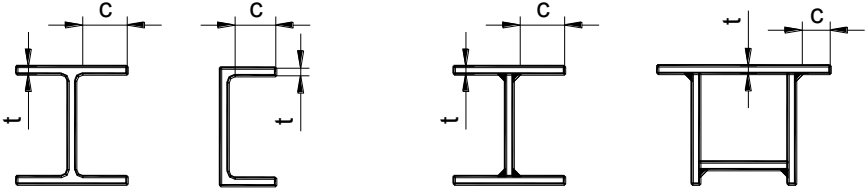
Көлденең қимадағы әртүрлі сығылған бөліктер (қабырға немесе сөре сияқты) әртүрлі сыныптарға жатуы мүмкін. Көлденең қима сығылған бөліктерінің ең жоғары (ең қолайсыз) класы бойынша жіктеледі. Баламалы түрде көлденең қиманың сыныптамасы сөре сияқты қабырғаның да сыныптамасын есепке ала отырып белгіленуі мүмкін.

1, 2 және 3 кластың қималары үшін c/t шекті қатынасын 6.1 кесте бойынша қабылдаған жөн. 3 клас қималары үшін шекті қатынасқа сәйкес келмейтін қиманың бөлігі 4 кластың қимасына жатқызылуы тиіс.

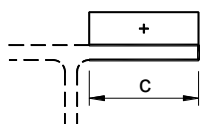
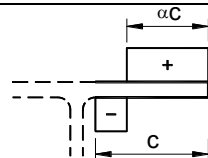
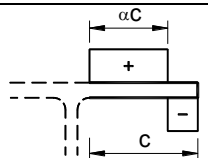
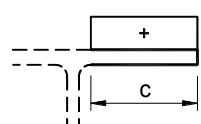
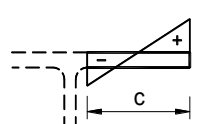
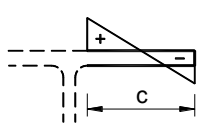
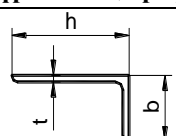
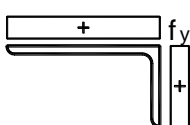
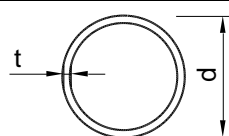
ЕСКЕРТПЕ Бұрыштамалар үшін c/t «ен-қалыңдық» ең жоғары арақатынасы h/t орнына $(h - 2t)/t$ арақатынасымен анықталуы мүмкін.

6.2.1.4 Серпімді кезеңдегі беріктікті тексеру барлық кластағы көлденең қималар үшін 4 клас қималары үшін белгіленген көлденең қималардың тиімді сипаттамаларын қолдану жағдайында жүргізіледі.

6.1 Кесте – Қиманың сығылған бөліктері үшін енінің қалыңдыққа ең жоғары қатынасы

Сығылған ішкі бөліктер						
				Иілу осі		
				Иілу осі		
Клас	Иілуге шалдыққан бөлік		Сығылуға шалдыққан бөлік	Иілу және сығылуға шалдыққан бөлік		
Бөліктердегі кернеудің бөлінуі (оң сығылған)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ кезінде: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \leq 0,5$ кезінде: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ кезінде: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \leq 0,5$ кезінде: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Бөліктердегі кернеудің бөлінуі (оң сығылған)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$	$\psi > -1$ кезінде: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\psi \leq -1$ кезінде*: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ сығушы кернеу $\sigma \leq f_y$, немесе созылу деформациясы $\varepsilon_y > f_y/E$ болған жағдайда.						
Сөрелердің аспаптары						
						
Иленген профильдер				Дәнекерленген профильдер		

6.1 Кесте – Қиманың сығылған бөліктері үшін еңнің қалыңдыққа ең жоғары қатынасы (жалғасы)

Клас		Сығылуға шалдыққан бөлік	Иілу және сығылуға шалдыққан бөлік			
			Соңында сығу		Соңында созу	
Бөліктердегі кернеудің бөлінуі (оң сығылған)						
1		$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2		$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Бөліктердегі кернеудің бөлінуі (оң сығылған)						
3		$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ k_σ см. EN 1993-1-5			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Бұрыштық профильдер						
Қосымша «Сөрелердің аспалары» қар. (жоғары қар.)					Брыштардың басқа детальдермен үздіксіз байланысы кезінде қолданылмайды	
Сынып		Сығылуға шалдыққан қима				
Бөліктердегі кернеудің бөлінуі (оң сығылған)						
3		$h/t \leq 15\varepsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$				
Түтік тәрізді қима						
						

6.1 Кесте – Қиманың сығылған бөліктері үшін еннің қалыңдыққа ең жоғары қатынасы (жалғасы)

Клас	Иілу және/немесе сығылуға шалдыққан бөлік					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ $d/t > 90\varepsilon^2$ үшін EN 1993-1-6 қар.					
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

6.2.2 [6.2.2] Торлы сүйеулер және діңгектердің элементтері

6.2.2.1 Бір сөремен бекітілетін бұрыштарға қатысты арнайы шарттар бұрандамамен қосылыстар үшін 6.2.2.2 тармақшасында, ал пісіру қосылыстары үшін 6.2.2.3 тармақшасында (ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.3 тармағына және 4.13 кіші бөліміне сәйкес) келтірілген.

6.2.2.2 Бір сөремен бұрандамаларға бекітілетін бұрыштар үшін қосылыстардың есептік салмақ көтеру қасиеттерін анықтау кезінде қосылыстарда эксцентриситеттің болуын, сондай-ақ қуыстардың және элементтің шетіне дейінгі қашықтықтың әсерін есеп алу қажет.

ҚР ҚН EN 1993-1-8 3.10.3(2) тармағына сәйкес дара бұрыштардан созылған бір сөремен бір қатар бұрандамалармен бекітілетін элементтерді, 6.1. суретті қар., салмақ көтеру қасиеті былай анықталатын эксцентриситетсіз жүктелген нетто тиімді қимасы бойынша қарауға болады:

– бір бұрандамамен бекіту кезінде

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

– екі бұрандамамен бекіту кезінде

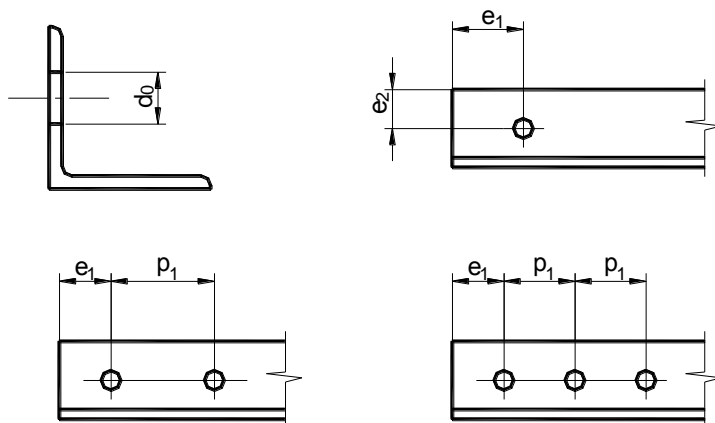
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

– үш және одан артық бұрандамамен бекіту кезінде

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

мұндағы β_2 және β_3 – r_1 адымының мөлшеріне тәуелді төмендеткіш коэффициенттер, 6.2 кестені қар. r_1 аралық мәндері кезінде β коэффициенттері сызықтық интерполяция арқылы алынуы мүмкін;

A_{net} – нетто бұрышының ауданы. Сөрелері тең емес бұрышты бекіту кезінде A_{net} мәнінің кіші сөресі деп баламалы сөрелері тең бұрыштың сөрелері тең емес бұрышының кіші сөресіне тең ауданды алған жөн.



6.1 Кесте — Бір сөремен бекітілетін дара бұрыштар

6.2 Кесте – β_2 және β_3 төмендеткіш коэффициенттері

p_1 адымы	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
β_2 , екі бұрандама кезінде	0,4	0,7
β_3 , үш және одан артық бұрандама кезінде	0,5	0,7

6.2.2.3 Бұрыштарды бір сөремен бекіту кезінде қосымша эксцентриситеттің әсері бұрыштарға түсетін күш дәнекерленген қосылыста есептеулерде көлденең қиманың тиімді ауданын оның орталығы жүктелген деп есептеп пайдалану арқылы есептеледі.

Сөрелері тең және жалпақ сөремен бекітілген сөрелері тең емес бұрыштар үшін қиманың тиімді ауданы брутто қимасының ауданына тең болуы мүмкін.

Сөрелері тең емес кіші сөремен бекітілген көлденең қиманың беріктігі бойынша есепті салмақ көтеру қасиетін анықтау кезінде тиімді ауданды баламалы сөрелері тең емес бұрыштың кіші сөресінің еніне тең брутто қимасының ауданына тең деп қабылдаған жөн, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар. Алайда сығылған элементтің беріктігі бойынша салмақ көтеру қасиетін анықтау кезінде көлденең брутто қиманың шын мәніндегі ауданды пайдаланған дұрыс, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.

6.2.2.4 Дара бұрыштардан тұратын кеңістіктік құралымдардың сығылған элементтерінің тұрақтылығын есептеу бойлық күштердің эксцентрлік қосымшасы есепке алына отырып 6.3.2.7 тармақшасында келтірілген.

6.2.3 [6.2.3] Тартқыштар және құралдар

6.2.3.1 ҚР ҚН EN 1993-1-11 2 кіші бөліміне сәйкес алдын ала ширатылған созылған элементтерді жобалау кезінде мынадай шекті жағдайлар қаралуы тиіс:

– ULS (сындық шекті жағдай) – қосылатын осьтік жүктемелер созылу кезінде салмақ көтеру қасиетінің есепті мәндерінен артпауы тиіс;

– SLS (пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдай) – элементтегі кернеулер мен деформациялар деңгейі шекті мәндерден аспауы қажет.

ЕСКЕРТПЕ Талап етілетін ұзақ мерзімге жарамдылықты қамтамасыз ету мақсатында пайдалану жарамдылығына тексеру ULS тексерістерінен әлдеқайда жоғары басымға ие болуы мүмкін.

6.2.3.2 Тартқыштардың сындық шекті жағдайлары

Тартқыштардың беріктігі ҚР ҚН EN 1993-1-11 6.2. кіші бөліміне сәйкес есептеледі.

В тобының алдын ала ширатылған элементтерінің сындық шекті жағдайын тексеру кезінде мына шарт орындалуы тиіс

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1, \quad (6.4)$$

мұндағы F_{Ed} – арқанға әсер ететін осьтік күштің есептік мәні;

F_{Rd} – созылуға есептік қарсылық.

F_{Rd} созылуға есептік қарсылығы:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}, \quad \text{қабылдауы тиіс} \quad (6.5)$$

мұндағы F_{uk} – үзілуге қарсылықтың сипаттамалық мәні;

F_k – В тобы элементтері үшін EN 10264 бойынша $F_{0,2k}$ болып қабылданатын созылған элементтің қолжетімді беріктігінің сипаттамалық мәні;

γ_R – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті.

1 ЕСКЕРТПЕ F_{uk} созылуға шекті беріктіктің сипаттамалық мәніне сәйкес келеді.

2 ЕСКЕРТПЕ F_k тексеру бұл элемент әсер етулер есепті мәндеріне жеткен кезде де иілгіштігін сақтап қалатындығына кепілдік береді. Элементтер үшін (мысалы, толық орамды арқандар) мұндай тексерістің қажеті жоқ, мұндағы $F_k \geq \frac{F_{uk}}{1,50}$.

3 ЕСКЕРТПЕ Сынақтардың нәтижелері бойынша жеткізу кезінде F_{uke} және F_{ke} сынақ көрсеткіштері талап қанағаттандырады делінген (EN 12385, 1 бөлімін қар.):

– $F_{uke} > F_{uk}$;

– $F_{ke} > F_k$.

4 ЕСКЕРТПЕ γ_R қауіпсіздіктің жеке коэффициенті ҚР ҚН EN 1993-1-11 Ұлттық қосымшасына сәйкес 6.3 кесте бойынша қабылданады. Оның мәні арқандардың ұштарына арқанды айналдырудан иілу моменттерін кеміту үшін іс-шаралар қолданылатындығына байланысты, 6.2.3.3 тармақшаны қар.

В тобының созылған элементтері үшін F_{uk} мәні былай анықталады:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e, \quad (6.6)$$

мұндағы k_e – шеткі қысқаштардың (муфаталардың) кейбір түрлері үшін 6.4 кестеде келтірілген шығындар коэффициенті;

F_{min} – EN 12385-2 сәйкес төмендегі формуламен анықталатын үзілудің ең төменгі күші:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000}, \quad \text{кН}, \quad (6.7)$$

мұндағы K – ораудан шығындарды есепке ала отырып, үзілуге әсер етудің ең төменгі коэффициенті;

ҚР НТҚ 03-03-1.1(2.1)-2012

d – арқанның номиналды диаметры, мм;

R_r – арқан маркасы, Н/мм².

ЕСКЕРТПЕ K , d және R_r мәндері барлық арқандар үшін EN 12385-2 көрсетілген. Сондай-ақ 3.3.1 тармағын қар.

6.3 Кесте – γ_R ұсынылатын мәндері

Бекіту орындарындағы иілу моменттін азайту үшін шаралар	γ_R
Иә	0,90
Жоқ	1,00

6.4 Кесте – k_e шығындар коэффициенті

Қысқаш түрі	k_e шығындар коэффициенті
Металмен тығыздалған арқан қапсырма	1,0
Полимер/шайырмен тығыздалған арқан қапсырма	1,0
Қысқыш муфталы ілгек	0,9
Штампиленген қапсырма	0,9
U –тәріздес қамыт-бұрандама	0,8*
* U-тәріздес қамыт-бұрандама үшін алдын ала ширату кетуге болады	

6.2.3.3 Тартқыштардың пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайлары

ҚР ҚН EN 1993-1-11 7 тарауына сәйкес қалыпты пайдалануға жарамдылықтың мынандай критерийлері есепке алынады:

- деформациялар немесе дірілдер;
- жұмыс режимінің серпімді шарттары.

1 ЕСКЕРТПЕ Деформация немесе дірілдер бойынша шектеулер конструктивті жүйенің қаттылығын, созылған элементтердің мөлшерін және алдын ала ширатылуын қалыпқа келтіру қажеттілігімен байланысты.

2 ЕСКЕРТПЕ Серпімді жұмыс сақтау және ұзақ уақытқа дейінгі жарамдылық бойынша шектеулер қалыпты пайдалануға жарамдылығы үшін маңызды әсерлердің комбинациялары үшін күштің (кернеудің) ең жлғары және ең төмен мәндерімен байланысты.

Бекіту аймағындағы иілімнің кернеуі тиісті шамалармен азайтылуы мүмкін (мысалы, көлденең жүктеме үшін неопренді төсемдермен).

6.2.3.4 Пайдалану жарамдылығын тексеру кезіндегі шекті кернеулер

Шекті кернеу жүктемелердің есепті комбинациялары үшін мына мақсаттарда көрсетілуі мүмкін:

- құрылыс кезеңінде және пайдалану уақытында құралымдардың тиісті есепті жағдайлары үшін серпімді деформациялар шегінде кернеуді ұстап қалу;
- тоттанудан сақтау бойынша іс-шараларға, яғни, қабықшалардың жарылуы, толтырғыштардың қатаюы, түйісулердің ашылуы және т.б. іс-шараларға ықтимал теріс әсер етуді болдырмау, сондай-ақ қажу есептеулеріндегі дәлсіздіктерді есепке алу;
- құралымның әсер етулерге сызықтық және сызықтық емес реакцияларын ULS (қауіпсіздік бойынша шекті жағдайлар) тексеру.

Шекті кернеу үзілуге беріктікке тәуелді:

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m}, \quad (6.8)$$

мұндағы A_m – металл элементтердің көлденең қимасының ауданы, 2.3.4.2 тармақшаны қар.

1 ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-1-11 Ұлттық қосымшаға сәйкес f_{const} құрылыс кезеңі үшін 6.5 кестеде ұсынылған шекті кернеу мәндері және f_{SLS} пайдалану уақыты үшін 6.6. кестеде ұсынылған шекті кернеу мәндері қабылданды.

2 ЕСКЕРТПЕ f_{const} құрылыс кезеңі үшін шекті кернеуді мына ормула бойынша анықтайды:

$$f_{const} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \cdot \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \cdot \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}, \quad (6.9)$$

бұл ретте $\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,10 = 1,10$ – қысқа уақытты жағдай үшін;

$\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,20 = 1,20$ – ұзақ жағдайлар үшін.

3 ЕСКЕРТПЕ f_{SLS} пайдалану жағдайы үшін шекті кернеуді мына формула бойынша анықтайды:

$$f_{SLS} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \cdot \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \cdot \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}, \quad (6.10)$$

бұл ретте $\gamma_R \gamma_F = 0,9 \cdot 1,48 = 1,33$ – иілуден кернеуді есепке ала отырып;

$\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,48 = 1,48$ – иілуден кернеуді есепке алмай,

мұндағы $\gamma_F \approx \gamma_Q = 1,50 \approx 1,48$.

4 ЕСКЕРТПЕ $f_{SLS} = 0,45\sigma_{uk}$ шекті кернеуін сынақтар үшін пайдаланады (ҚР ҚН EN 1993-1-11 А қосымшасын қар.).

6.5 Кесте – f_{const} құрылыс кезеңі үшін шекті кернеу

Монтаж кезеңі	f_{const}
Алғашқы созылған элементтерді орнату кезінде бірнеше сағат бойы	$0,6\sigma_{uk}$
Созылған элементтерді орнатқаннан кейін	$0,55\sigma_{uk}$

6.6 Кесте – f_{SLS} пайдалану жағдайы үшін шекті кернеу

Жүктеу шарттары	f_{SLS}
Иілім кернеуін қосатын қажу есептеуі*	$0,5\sigma_{uk}$
Иілім кернеуін қоспайтын қажу есептеуі	$0,45\sigma_{uk}$
*Иілім кернеуі жергілікті шаралар арқылы азайтылуы мүмкін, 6.2.3.3 тармақшасын қар.	

6.3 [6.3] Элементтердің салмақ көтеру қасиеті

6.3.1 Элементтердің беріктік бойынша салмақ көтеру қасиеті

6.3.1.1 Орталық-созылған элементтер

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.3 тармағына сәйкес N_{Ed} созу күшінің есепті мәні әр көлденең қимада мына шартты қанағаттандыруы тиіс

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

Бұрандамаларға арналған қуыстары бар қималар үшін $N_{t,Rd}$ салмақ көтеру қасиетінің есепті мәні деп төмендегілердің ең кемін қабылдаған жөн:

а) пластикалық жағдайдағы көлденең брутто қимасының салмақ көтеру қасиетінің есепті мәндері

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.12)$$

Көлденең А брутто қималарының ауданын номиналды мөлшері бойынша анықтаған дұрыс. Бұрандамаларға арналған қуыстардың ауданын көлденең қима ауданынан алып тастауға болмайды, бірақ көлемді әлсіреулерді есепке алған жөн. Қимадағы түйісу қабаттарын есептемеген жөн.

б) пластикалық жағдайдағы бұрандамаларға арналған қуыстары бар көлденең нетто қимасының салмақ көтеру қасиетінің есепті мәндері

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.13)$$

A_{net} нетто көлденең қимасының ауданы барлық қуыстар және өзге әлсіреулер аудандарын алып тастағаннан кейінгі ауданға тең деп қабылдаған дұрыс.

Нетто элемент қимасының сипаттамаларын анықтау кезінде алынып тасталатын көлденең қуыстың ауданы оның көлденең брутто қимасының ауданына тең деп қабылданады. Фаскасы бар қуыстар үшін оны дәл солай есептеген жөн.

Қуыстардың қатарлы орналасуы кезінде қуыстардың жалпы алынып тасталатын ауданы элементтің осіне перпендикуляр кез келген көлденең қимадағы қуыстар қималарының аудандарының қосындысына тең болуы тиіс (6.2 суретте 2 бұзылу жазықтығын қар.).

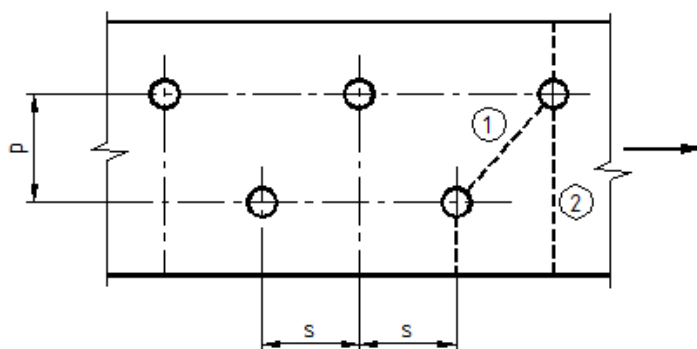
ЕСКЕРТПЕ Ең жоғарғы сома бұзылу сынды сызығының орналасуын алдын ала анықтайды.

Қуыстардың шахматты түрде орналасуы кезінде жалпы алынып тасталатын қуыстардың ауданы:

а) жоғарыдағы нұсқаулар бойынша есептелген қуыстардың алынып тасталатын ауданынан;

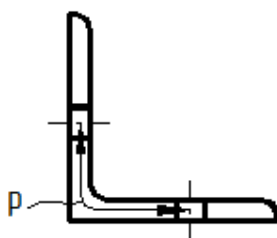
$$b) \quad t \cdot \left(n \cdot d_0 - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right) \text{ кем болмауы тиіс,} \quad (6.14)$$

мұндағы s – шахматты түрде орналасу кезіндегі қадам, элементтің осіне параллель сызық бойынша өлшенген екі шектес қуыстардың орталықтарының арақашықтығы;
 p – дәл сол екі орталық арасындағы элементтің осіне перпендикуляр сызық бойынша өлшенген арақашық – қалыңдық;
 n – бүкіл элемент немесе оның бөлігі арқылы өтетін кез келген диагональ немесе зигзаг тәріздес сызықтың бойында орналасқан қуыстар саны, 6.2 сурет;
 d_0 – қуыс диаметры.



6.2 Сурет – Шахматты түрде орналасқан қуыстар және 1 және сынды бұзылу сызықтары

Бірден артық жазықтықта орналасқан қуыстары бар бұрыштар немесе өзге терде p арақашықтығын элементтің бойындағы қуыстардың осьтері арасымен өлшеу қажет (6.3 сурет).



6.3 Сурет – Екі сөресінде де қуыстары бар бұрыштар

С класындағы қосылыстарда (6.4.1.2.1 тармақшасын қар.) бұрандамаларға арналған қуыстары бар көлденең нетто қимасының $N_{t,Rd}$ салмақ көтеру қасиетінің есепті мәнін $N_{net,Rd}$ тең деп қабылдаған жөн, мұндағы

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

Бұрыштарды бір сөремен бекіткен кезде 6.2.2.2 тармақшасын қар. Осындай талаптар бір сөремен бекітілетін өзге типті қималар үшін де дұрыс.

6.3.1.2 Орталық-созылған элементтер

ҚР ҚН EN 1993-1-1 6.2.4 тармағына сәйкес әрбір көлденең қимадағы N_{Ed} сығымдаушы күшінің есепті мәнін:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ формуласымен анықтаған жөн.} \quad (6.16)$$

Біркелкі сығымдау кезіндегі $N_{c,Rd}$ көлденең қиманың салмақ көтеру қасиетінің есепті мәнін мынадай формулалар бойынша анықтаған дұрыс:

1, 2 және 3 кластар көлденең қималары үшін

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.17)$$

4 клас көлденең қималары үшін:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_u}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

EN 1090 анықталған қатты босаған және жұмыр қуыстардан басқа бұрандамаларға арналған қуыстар сығымдалған элементтерде, егер ол қуыстарға бұрандамалар бекітілмесе, есепке алынбайды.

6.3.2 Беріктік бойынша сығылған элементтердің көтерушілік қабілеті

6.3.2.1 Торлы мұнаралар мен діңгектердің сығылған элементтерін жобалау бойлықты иілу кезінде беріктік бойынша көтерушілік қабілетті анықтау үшін төменде берілген әдістемені қолдану үшін жүргізіледі.

Сығылған элементті келесі жолмен беріктікке тексерген дұрыс:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

мұндағы N_{Ed} – сығылатын күштің есептік мағынасы;

$N_{b,Rd}$ – беріктік бойынша сығылған элементтің көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы.

Торлы мұнаралар мен діңгектердің беріктік бойынша сығылған элементтерінің көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы келесі жолмен анықталады (6.3 СН РК EN 1993-1-1-кіші тармағына сәйкес):

$$1, 2 \text{ және } 3 \text{ кластардың көлденең қималары үшін: } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.20)$$

$$4 \text{ класс көлденең қимасы үшін: } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.21)$$

мұндағы χ – 6.3.2.2-тармақшасы бойынша анықталатын беріктіктің тиісті қисығын жоғалту үшін төмендетуші коэффициент.

6.3.2.2 Беріктіктің қисық жоғалтулары

6.3.1.2 ҚР ҚН EN1993-1-1-тармақшасына сәйкес χ мағынасының элементтерін орталық сығу кезінде мына формула бойынша беріктіктің тиісті қисық жоғалтулары бойынша анықтаған дұрыс $\bar{\lambda}$:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ кезінде } \chi \leq 1,0, \quad (6.22)$$

$$\text{мұндағы } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} - 1, 2 \text{ және } 3 \text{ кластардың көлденең қималары үшін;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} - 4 \text{ класс көлденең қимасы үшін,}$$

мұндағы α – бастапқы жетіспеушілікті есепке алатын коэффициент;

N_{cr} – брутто көлденең қимасының сипаттамасына тәуелді серпімді кезеңдегі тұрақтылықты жоғалтудың тиісті нысаны үшін сындарлы күш.

Тұрақтылықты жоғалтудың тиісті белгіленген α коэффициенті 6.7 және 6.8-кестелері бойынша қабылданады.

6.7 Кесте – Орталық сығу кезінде тұрақтылықты қисық жоғалту үшін бастапқы жетіспеушіліктерді есепке алатын коэффициент

Тұрақтылықтың қисық жоғалтуы	a_0	a	b	c	d
α коэффициенті	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Тиісті шартты иілушілік $\bar{\lambda}$ үшін төмендетуші коэффициенттің χ сандық мағынасын 6.4-суретіндегі кесте бойынша анықтауға болады.

$\bar{\lambda} \leq 0,2$ иілушілігі кезінде немесе $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ тұрақтылық жоғалтыду елемеуге және көлденең қиманы тек беріктікке тексеруге болады.

6.3.2.3 Бойлықтық майысу кезіндегі иілушілік

6.3.1.3 ҚР ҚН EN 1993-1-1-тармақшасына сәйкес шартты иілушілік $\bar{\lambda}$ тең:

1, 2 және 3 кластардың көлденең қималары үшін:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (6.23)$$

4 класс көлденең қимасы үшін:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (6.24)$$

мұндағы L_{cr} – есептік ұзындық;

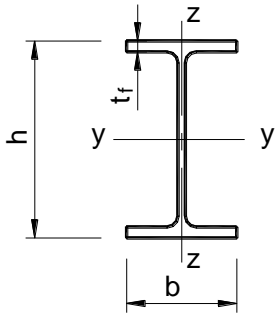
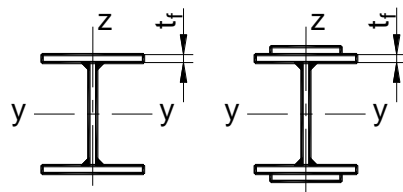
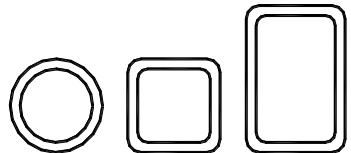
i – тисіті оське қатысты брутто көлденең қима инерциясының радиусы;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon,$$

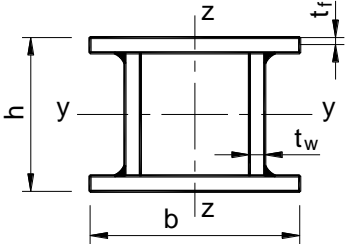
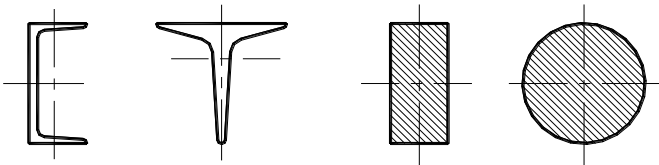
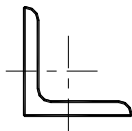
мұндағы $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, f_y в Н/мм².

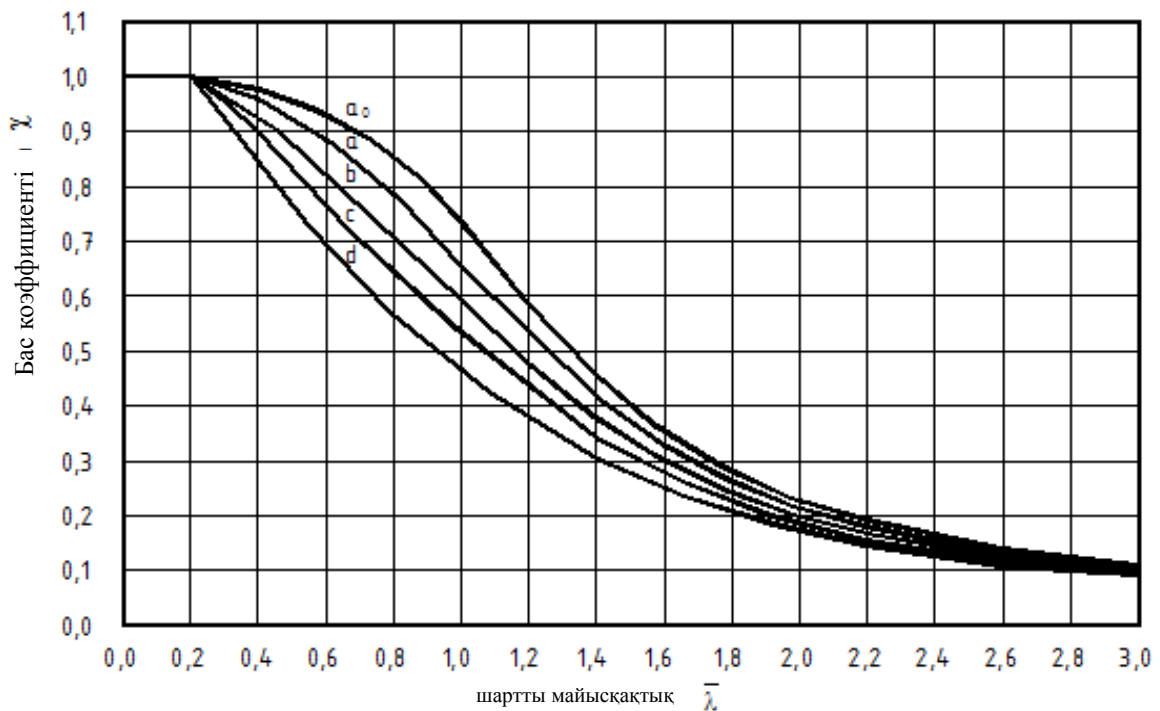
Бойлықты иілу кезінде беріктіктің тиісті қисық жоғалтуын 6.8-кестесі бойынша анықтаған дұрыс.

6.8 Кесте – Беріктікті қисық жоғалтуды таңдау

Көлденең қима		Шектер		Оське қатысты беріктікті жоғалту	Беріктікті қисық жоғалту	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Илемдік қима		h/b > 1,2	t _f ≤ 40 мм	y – y z – z	a b	a ₀ a ₀
			40 мм < t _f ≤ 100 мм	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	t _f ≤ 100 мм	y – y z – z	b c	a a
			t _f > 100 мм	y – y z – z	d d	c c
Дәнекерленген қоставрлы қима		t _f ≤ 40 мм		y – y z – z	b c	b c
		t _f > 40 мм		y – y z – z	c d	c d
Тұйық қималар		Ыстықдеформацияланғандар		Барлығы	a	a ₀
		Салқындеформацияланғандар		Барлығы	c	c

6.8 Кесте – Беріктікті қисық жоғалтуды таңдау (жалғасы)

Көлденең қима		Шектер	Оське қатысты беріктікті жоғалту	Беріктікті қисық жоғалту	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Дәнеркерленген өорапты қима		Жалпы (жалпы жағдайда) (төменде тізімделгеннен өзгесі)	Барлығы	b	B
		Дәнекерлеу жіктерінің қалыңдығымен: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Барлығы	c	c
Швеллерлер, Таврлар және тұтас қима			Барлығы	c	c
бұрыштар			Барлығы	b	b



6.4 Сурет – Беріктіктің қисық жоғалтулары

6.3.2.4 Торлы мұнаалар мен дінгектердің тұрақты қимасына ие тұрақты остік сығылған элементтер кезінде кеміту коэффициенті χ және Φ коэффициенті χ анықтау үшін $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ орнына $\bar{\lambda}$ тиімді иілушілікті қолдана отырып анықталады. Тиімді иілушілік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ келесі жолмен есептеледі:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} \quad (6.25)$$

мұндағы k – иілушіліктің тиімді коэффициенті 6.3.2.6-тармақшасын қараңыз және

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1};$$

λ_1 – 6.3.2.3-тармақшасында анықталған;

λ – беріктік қисығының тиісті нысаны кезіндегі иілушілік 6.3.3-тармағын қараңыз.

ЕСКЕРТПЕ Тиімді иілушілік сығылған элементтің тіреу талабын есепке алады.

6.3.2.5 Екі шеттері қатты бекітілмеген (егерде ол бұрандалық қосылыс болатын болса, кемінде екі бұрандамен) бұрыштық профилдің жекелеген элементтері үшін 6.3.2.1-тармақшасында анықталған бойлықты иілу кезіндегі беріктік бойынша көтерушілік қабілеттің есептік мағынасын η кеміту коэффициентін пайдалана отырып кеміткен дұрыс.

Жалғыз бұрыштық профилден жасалған мұнара мен дінгектің сығылған элементтері үшін кемудің η келесі коэффициенттері қабылданады:

– $\eta = 0,9$ – бұрыш бойында қойылған екі немесе одан көп бұрандаларымен дәнекерлеу жіктерімен бір сөренің белдеуіне тікелей бекітілген элементтер үшін, – II сызба қиғаш тіреулері үшін III және IA сызбаларының тораптары мен ашылу аралас қырларымен бірге (6.7-суретін қараңыз);

– $\eta = 0,9$ – бір шетінде бір сөремен бекітілетін, екінші шетінде – екі немесе одан көп элементтермен немесе дәнекерлеумен бекітілетін элементтер үшін;

– $\eta = 0,8$ – бұрыш бойында қойылған дәнекерленген жіктермен немесе бір немесе екі бұрандалармен бір сөренің белдеуіне тікелей бекітілген элементтер үшін, – III сызба қиғаш тіреулері үшін II және IA сызбаларының тораптары мен ашылу аралас қырларымен бірге (6.7-суретін қараңыз);

– $\eta = 0,75$ – бұрыш бойында қойылған дәнекерленген жіктермен немесе бір немесе екі бұрандалармен бір сөренің белдеуіне тікелей бекітілген элементтер үшін, – I және IA сызбаларының тораптары мен ашылу аралас қырларымен бірге сызбалары үшін (6.7-суретін қараңыз);

– $\eta = 0,75$ – тікелей бір сөренің белдеуіне, бір бұрандамен бекітілген, сондай-ақ қосылыс түріне қарамастан барлық сызба үшін фасонка арқылы бекітілетін элементтер үшін;

– $\eta = 0,7$ – бір бұрандалы қосылыспен күрделі қиылысатын тор кезінде – V сызба үшін (6.7-суретін қараңыз).

6.3.2.6 [G.2] Иілушіліктің тиімді коэффициенті k

Элементтің тиісті жалпы иілушілікті есептеу үшін құралым сызбасына сәйкес иілушіліктің k тиімді коэффициентін анықтауға болады.

а) тірек бағандар (мұнараның белдеуі)

k коэффициенті 6.9-кестеден қараңыз.

б) Беріктік байланыстарының элементтері (қиғаш тіреулер мен кергіштер)

Беріктік байланысы сызбасын және тірек бағандармен беріктік байланыстарының қосылысын есепке ала отырып k коэффициентін анықтаған дұрыс (6.7-суретті қараңыз). Неғұрлым нақты деректерболмаған кезде 6.10-кестесіндегі коэффициенттің мағынасын қараңыз.

в) Беріктіктің көлденең байланысы элементтері

Диафрагмалық K-тәрізді байланыстардың көлденең элементтері жағдайында (6.3.3.3.10-тармақшасын қараңыз), оның ұзындығының жартысы қысылған, ал екіншісі созылған, беріктікті жоғалтқан кезде 6.10-кестесі бойынша анықталған иілушіліктің тиімді коэффициентінің k жақтауына көлденең, сығылушы жүктеменің N_c созылушы жүктемесіне N_t қатынасына тәуелді 6.11-кестесінде берілген k_1 коэффициентіне көбейту қажет.

6.3.2.7 Жалғыз бұрыштардың кеңістікті құралымдарының сығылушы элементтерінің беріктігін есептеу

Жалғыз бұрыштардың кеңістікті құралымдарының сығылушы элементтерінің беріктігін есептеуді әдетте бойлықты күштердің эксцентрілі қосымшасын есепке ала отырып орындаған дұрыс.

Осы элементтерді 1,0 кем емес қабылданатын және келесі әдістеме бойынша анықталатын орталық-сығылған α_m және α_d коэффициенттеріне бойлықты күшті көбейту кезінде есептеуге жол беріледі:

Тең сөрелері бар жалғыз бұрыштың торапты элементтерін орталықтандырылған кезде тораптардың аралас қырларының ығысуында (беріктіктің симметриялық байланыстары) кеңістіктік бұрандалы құралымдарды тор элементтерінде бұрандалардың бір қатарлы орналасуы кезінде олардың тәуекелдері бойынша және белдеу сөресінің екі жағындағы торапта қиғаш тіреулерді бекіту кезінде α_m және α_d коэффициенттерінің мағынасы анықталады:

– тірек бағандары (белдеулері) үшін $\bar{\lambda} \leq 3,5$ ($\bar{\lambda} > 3,5$ кезінде қабылдаған дұрыс $\bar{\lambda} = 3,5$) формулалары бойынша:

$$0,55 \leq c / b \leq 0,66 \text{ и } N_{md} / N_m \leq 0,7$$

$$\alpha_m = 1 + [c / b - 0,55 + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda})] N_{md} / N_m \text{ кезінде; } \quad (6.26)$$

$$0,4 \leq c / b < 0,55 \text{ и } N_{md} / N_m \leq (2,33 c/b - 0,58)$$

$$\alpha_m = 0,95 + 0,1 c / b + [0,34 - 0,62 c / b + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda})] N_{md} / N_m \text{ кезінде; } \quad (6.27)$$

– қиғаш тіреулер үшін (0,54 бастап 0,60 дейін тең қиғаш тіреу бұрыштары сөрелерінің еніне бұранда орнатылған уатқыштан бастап тәуекелге дейін қиғаш тіреу сөресінің

қашықтығына қатынасымен), мына формулалар бойынша белдеудің есептелетін панеліне түйісетін:

$$0,55 \leq c / b \leq 0,66 \text{ и } N_{md} / N_m \leq 0,7$$

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36c / b + (1,8c / b - 0,86) N_{md} / N_m \text{ кезінде; (6.28)}$$

$$0,4 \leq c / b < 0,55 \text{ и } N_{md} / N_m \leq (2,33 c / b - 0,58)$$

$$\alpha_d = 1 - 0,04c / b + (0,36 - 0,41c / b) N_{md} / N_m \text{ кезінде; (6.29)}$$

Араласы қырларындағы тораптарда араласпаған (беріктіктің симметриялық емес байланыстары) кеңістікті бұрандалы құралымдар үшін (6.20) және (6.22) формулаларында $0,45 \leq c / b \leq 0,55$ қабылдаған дұрыс.

Сөре белдеуінің ішкі жағынан ғана торапта қиғаш тіруелермен бекітілген тең сөрелерге ие жалғыз бұрыштың үш бұрышты торларымен кеңістікті дәнекерленген құралымдарында $N_{md} / N_m \leq 0,7$ кезінде α_m және α_d коэффициенттері қабылданады:

қиманың ауырлық орталығы бойынша өзек тораптарын орталықтандырған кезде $\alpha_m = \alpha_d = 1,0$;

белдеу шетінің қиғаш тіреу остерінің торабында орталықтандырылған кезде:

$$\alpha_m = \alpha_d = 1 + 0,12 N_{md} / N_m.$$

α_m және α_d анықтау үшін формулаларында (6.19) ÷ (6.22) қабылданған белгілер:

c – торап орталығы орналасқан уатқыштан бастап тәуекелге дейінгі белдеу бұрышындағы сөре бойынша қашықтық;

b – белдеу бұрышы сөресінің ені;

$$\bar{\lambda} - \text{белдеудің шартты иілгіштігі, ол тең } \bar{\lambda} = \frac{L}{i} \sqrt{\frac{f_y}{\gamma_M \cdot E}};$$

i – инерцияның радиусы;

f_y – аққыштық шегі;



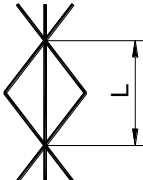
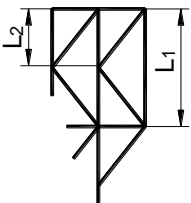
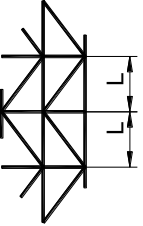
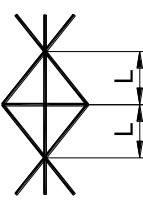
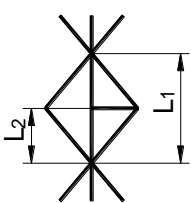
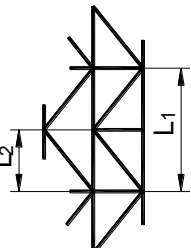
γ_M – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

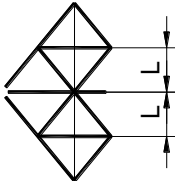
E – серпімділік модулі;

N_m – белдеу панеліндегі бойлықты күш;

N_{md} – белдеудің бір сөресіне түйісетін қиғаш тіреудің күш белдеуі осіндегі проекциядағы сома және аталған комбинацияда анықталатын жүктеме, N_m тәрізді; белдеуді есептеген кезде панел шеттері бойынша тораптар үшін алынған N_{md} мағынасынан артық алынады, ал қиғаш тіреулерді есептеген кезде – қиғашы тіреу түйісетін торап үшін.

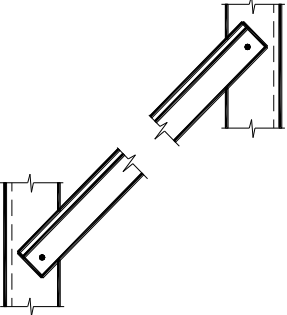
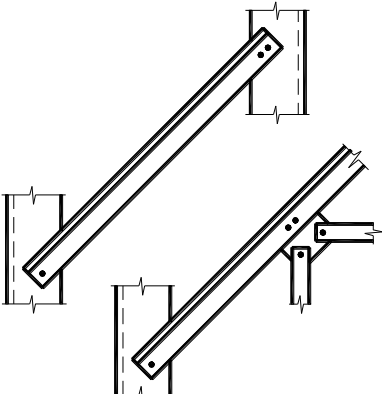
6.9 Кесте – Тірек бағандары үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті

Беріктіктің симметриялық байланыстары			Беріктіктің симметриялық емес байланыстары			
Қима	 ⁽³⁾		Қима	⁽³⁾		
Осі	v-v	y-y	Осі	v-v	y-y	y-y
 <p>Оқиға Екі шетіндегі беріктіктің негізгі байланыстары</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ алайда $\geq 0,9$ және $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <p>Жоғарғы шеті тік элементтермен байланған</p>	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ алайда $\geq 1,08$ и $\leq 1,2$ $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ алайда $\geq 1,08$ және $\leq 1,2$ L_1	$1,0$ $L_1^{(1)}$
 <p>Симметриялық емес</p>  <p>Симметриялық</p> <p>Оқиға (б) Бір шетіндегі беріктіктің негізгі байланыстары және екіншісіндегі көмекші</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	<p>Оқиға(г) Екі шетіндегі беріктіктің негізгі байланыстары</p>  	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ алайда $\geq 0,9$ және $\leq 1,0$ $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ алайда $\geq 0,9$ және $\leq 1,0$ L_1	$1,0$ $L_1^{(1)}$

 <p>Оқиға(в) Екі шетіндегі беріктіктің көмекшібайланыстары</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$	1,0	<p>Оқиға(д) Екі шетіндегі беріктіктің негізгі байланыстары</p>			
<p>1 ЕСКЕРТУ Кеміту коэффициенті есеппен расталуы мүмкін. 2 ЕСКЕРТУ Тең бүйірлі емес бұрыштарды пайдалану кезінде ғана анықталатын. 3 ЕСКЕРТУ Жоғарыда берілген мағыналар 90° бұрыштар үшін қолданылады.</p>						

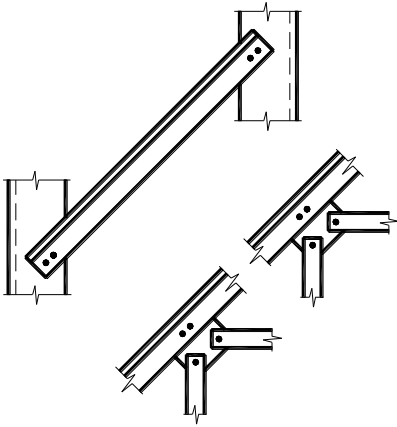
6.10 Кесте – Беріктік байланыстары элементтері үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті

(а) Бұрышты профильдің бір немесе екі бұрандалы қосылысы

Бекіту типі	Мысал	Осі	k
Екі шетінен топсалы (яғни элементтің екі шетінен бір бұрандалы қосылыс)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Бір шетінен берік (бір шетінен бір бұрандалы қосылыс және элементтің екінші шетінен екі бұрандалы немесе кесілмеген)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

6.10 Кесте – Беріктік байланыстары элементтері үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті

(а) Бұрышты профильдің бір немесе екі бұрандалы қосылысы (жалғасы)

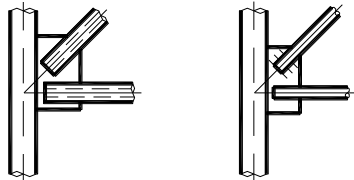
Бекіту типі	Мысал	Осі	k
Екі шетінен берік (екі шетінен екі бұрандалы қосылыс, бір шетінен екі бұрандалы қосылыс немесе элементтің екі шетінен кесілмеген қосылыс)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
<p>1 ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда көрсетілген бөлшектер мысал ретінде берілген және қосылыстық нақты қолданылатын жобалық типтерін көрсете алмайды.</p> <p>2 ЕСКЕРТПЕ Бұрыштық профиль сөресіне қосылу бөлшектері көрсетілген. k коэффициенті дәнекерленген фасонка көмегімен құбырлы немесе дөңгелек тұтас қима бағанына қосылыстарға тең дәрежеде қолданылады.</p>			

6.10 Кесте – Беріктік байланыстары элементтері үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті k

(б) Құбырлар және өзектер

Құбыр немесе өзектің бағаны	Типі	Осі	$k^{(3)(5)}$
	 Құбыр, бір бұрандалы қосылыс	Жазықтықта	$0,95^{(2)}$
		Жазықтықтан	$0,95^{(2)}$
	 Құбыр, екі бұрандалы Аяқталу тілімшесі бар қосылыс дәнекерлеу құбыры	Жазықтыққа	0,85
		Жазықтықтан	$0,95^{(2)}$

**6.10 Кесте – Беріктік байланыстары элементтері үшін
иілушіліктің тиімді коэффициенті k
(б) Құбырлар және өзектер (жалғасы)**

Типі		Осі	$k^{(3)(5)}$
 <p>Дәнекерленген фасонкалары бар дәнекерленген құбырлар⁽¹⁾ және өзектер</p>	Жазықтыққа	0,70	
		0,85	
	Жазықтықтан	0,70	
		0,70	
	Жазықтыққа	0,85	
		0,85	

- 1 ЕСКЕРТПЕ Созылуы бақыланған екі бұрандалы бекітілу ұқсас қабылдануы мүмкін және есеппен тексерілуі тиіс
- 2 ЕСКЕРТПЕ Кеміту құрылыс ұзындығы үшін, бірақ шеткі бұрандалар арасындағы қашықтықтан кем емес.
- 3 ЕСКЕРТПЕ Егерде шеттері бірдей болмаса, орташа мағына «к» қолданылады.
- 4 ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда көрсетілген бөлшектер тек мысал ретінде берілген және қосылыстың нақты қолданылатын жобалық типтерін көрсетпеуі мүмкін.
- 5 ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда көрсетілген мағыналар әрбір шетінде бір типті қосылыспен байланыс элементтеріне жатады. Аралық көмекші байланыстары бар элементтер үшін «к» коэффициенті артуы мүмкін және сынау үдерісінде басқасы негізделмейтін болса 10 жоғарғы мағынасын қолданған дұрыс.

6.11 Кесте – Көлденең К-тәрізді дифрагмалық байланыстар үшін түрлендіру (k_1) коэффициенті

Арасалмағы $\frac{N_t}{N_c}$	Түрлендіру коэффициенті (k_1)
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
1,0 мағынасы егерде N_t / N_c арасалмағы теріс болатын болса қолданылады, екі элемент сығылған болады.	

6.3.2.8 Элементтердің тиімді қимасының сипаттамасын ҚР ҚН EN 1993-1-5 4.3-бөлімшесіне сәйкес есептеу қажет.

1 ЕСКЕРТУ Бұрыш үшін кему коэффициентін ρ иілушілік $\bar{\lambda}_p$ негізінде келесі жолмен сығылған сөренің тиісті енін \bar{b} есепке ала отырып есептеуге болады:

2 ЕСКЕРТПЕ Бір сөреге бекітілген бұрыштар болған жағдайда, ρ азайту коэффициенті қосылған сөреге қатысты ғана қолданылады.

3 ЕСКЕРТПЕ Коэффициент k_σ ҚР СН EN 1993-1-5 қара. Қысылған бұрыш сөресі үшін $k_\sigma = 0,43$ қабылдау керек.

6.3.2.9 Тұрақтылықтың бұрғылау және/немесе бұрғылау-иілу жоғалтымы келесі түрде тексеруге жатады:

а) Тұрақтылықтың бұрғылау жоғалтымына тең қабырғалы бұрыштар пластинкалар тұрақтылығын жоғарлатуды тексеруге таралады, 6.3.2.8-тармағын қара.

б) Тең қапталдағы бұрыштар мен басқа да қиылыстар туралы деректерді СН ҚР EN 1993-1-1 және СН РК EN 1993-1-3 6.3.1.4-тармағын қара.

6.3.2.10 Суық бүгілген жұқа қабырғалы элементтер туралы деректер СН ҚР EN 1993-1-3 қара.

6.3.3 [Н] Ұзартылған бүгіс кезінде есептік ұзындық және элементтердің бүгісі

6.3.3.1 [Н.1] Жалпы ережелер

Төменде келтірілген тармақшаларда мачта мен мұнара элементтерінің ұзартылған бүгілісі кезінде иілу мен ұзындықты анықтау бойынша ақпарат келтірілген.

6.3.3.2 [Н.2] Тірек бағандары (белбеулер)

6.3.3.2.1 [Н.2(1)] Тірек бағандарының иілімі 120 аспауы керек.

6.3.3.2.2 [Н.2(2)] Бірдей бұрыштар, құбырлы немесе осьтік қысылымға ұсталған

тіректерді әзірлеуде қолданылатын тегіс дөңгелек қиылыстар профильдер, екі перпендикулярлық жолақтарда немесе 60° бұрышымен тегістіктерде (үшбұрыш конструкциялар болған жағдайда), түйіндер арасындағы есептік ұзындық негізінде иілімді анықтау қажет.

Егер қаттылық байланыстары екі перпендикулярлық жазықтықтарды немесе 60° бұрышымен тегістіктерде (үшбұрыш конструкциялар болған жағдайда) орналасса, есептік ұзындық түйіндер арасындағы ара-қашықтыққа теңді қолданады. 6.9 кестесінде келтірілген иілімділікті жағдайға байланысты (6.30) немесе (6.31) формула бойынша анықтау қажет. Иілімділік тең қабылданады:

$$\text{– бұрыштар үшін: } \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \quad \text{немесе} \quad \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} \quad (6.30)$$

$$\text{– құбырлар үшін: } \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \quad (6.31)$$

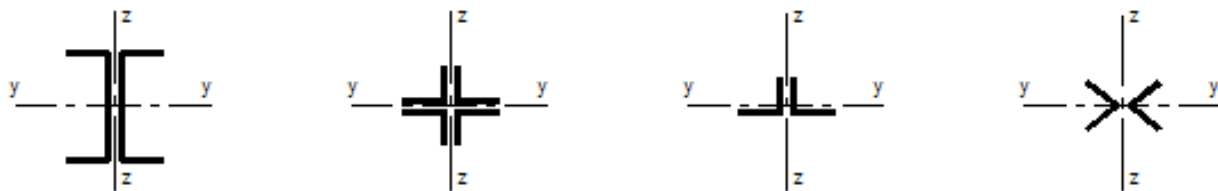
ЕСКЕРТПЕ $\lambda = \frac{L_2}{i_{vv}}$ мағынасы шеттерін итерудің шынайы жағдайларын есепке алумен аса

нақты есеп кезінде сұраныспен қабылануы мүмкін.

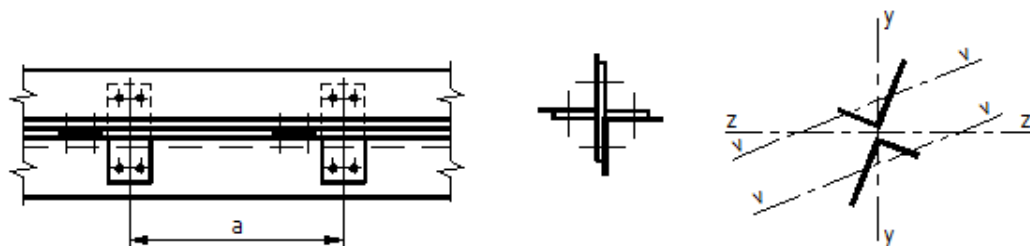
6.3.3.2.3 [Н.2(4)÷(6)] Тіректер үшін құрама элементтер крест түрді қиылыс және таврға қосылған түрде екі бұрыштан қалыптасатын болады.

Таврға қосылған екі бұрыштамалардан тұратын құрамдас элементтер кішігірім интервалмен жеке болуы және итеру детальдар мен қосылғыш болттар көмегімен қосылуы тиіс. Оларды СН ҚР EN 1993-1-16.4.4-тармағына сәйкес үйлесімнің тура бұрышты жүйелерінің екі осі бойынша тұрақтылықты жоғалтуға тексеру қажет. Қосылғыш болттар арасындағы максималды ара-қашықтықты 6.12 кестеден қара.

Төсемелермен қосылған бұталармен жақын немесе тығыз орналасқан құрама қиылыстардың қысыңқы элементтері, 6.5 сурет немесе екі перпендикулярлық жолақтарда планкалармен бұрыштардың крестік қиылысында, 6.6. сурет 6.12-суреттегі жағдайларды орындау кезінде, қозғалыс қаттылығына әсер етудегі ақпарат беретін тегіс элементтер ретінде тұрақтылыққа тексеру қажет ($S_v = \infty$).



6.5 Сурет – Құрама элементтер



6.6 Сурет – «жұлдыз» түрі бойынша қосылған бұрыштық элементтер

**6.12 Кесте – Құрама қиылыстағы элементтерде қосу детальдар арасындағы
максималды ара-қашықтық**

Құрама элементтің түрі	Детальдар арасындағы максималды ара-қашықтық*
Болт немесе дәнекерлеме арқылы қосылған 6.5 суретте келтірілген элементтер	$15i_{\min}$
Төсеме буымен қосылған 6.6 суретінде келтірілген элементтер	$70i_{\min}$
Онда i_{\min} – бір бұтамен интеграциялаудың минималды радиусы	
* – Бұл қосылғыш детальдар орталықтары арасындағы ара-қашықтық.	

Төсемдермен қосылған қозғалтуды күшейту мағынасын СН ҚР EN 1993-1-1 6.4.3.1(1)-тармағы бойынша анықтау қажет.

Тең емес бұрыштамаларды қолданған жағдайда 6.6. суретті қара, оське қатысты тұрақтылық – қиылыс интеграциялау радиусымен тексерілуі мүмкін, тең:

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (6.32)$$

Онда i_0 – құрама элементтерді интерциялаудың минималды радиусы.

Қосылғыш болттар, егер ара-қашықтық бұрыштамалар арасында $1,5t$ аспайтын болса, толық ортақ жұмысты қамтамасыз етпейді, ал сипаттамаларды қол жетімділікпен есептеу қажет, интервал нақты мағынаға немесе шама кіші болса $1,5t$ тең, онда t – бұрыш қалыңдығы. Егер қосымша болттарға қосымша қосу планкатар толық саңылауға сәйкес келетін сипаттамаларды қабылданатын болады.

Қосылғыш планкалар екі бұрыштаманың салыстырмалы қозғалысын алдын алуы тиіс. Егер А және В санатындағы болттық құрамалар қолданылады (СН РК EN 1993-1-8 3.4. тарауын қара), болттық саңылаудың диаметрі азайтылуы тиіс.

Жобалау кезінде төсеме арқылы қосылған екі бұрыштардың құрама элементтерін дәнекерленген планкалар (жарықта) арасындағы учаскелерде кішігірім ара-қашықтық келесіден аспаған жағдайда тегіс элементтер ретінде орындау қажет:

- қысылған элементтер үшін – $40 i$;
- созылмалы элементтер үшін – $80 i$,

Онда i бұрышы интерция радиусын оське қатысты таврлық қиылыс үшін қабылдау қажет, төсеменің орналасуына параллельді қиылысы, ал крестік қиылыс үшін – минималды.

Сонымен қатар қысылған элементтердің шегінде кем дегенде екі төсем қою қажет.

ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда келтірілген тірек бағандарының құрама элементтері үшін жағдай, сондай-ақ тығыздықты байланыстырудың құрама элементтеріне қолданылады.

6.3.3.3 Тығыздық байланысы (қиылыстар және ашулар)

6.3.3.3.1 [Н.3.1] Жалпы ережелер

6.7 суретте келтірілген тығыздықтың негізгі байланысының типтік кестесіне қатысты келесі ережелер қолданылады. Тығыздықтың көмекші байланысын 6.7 суретте немесе 6.8. суретте көрсетілгендей белбеу элементтері немесе тығыздық байланысын бөлу үшін қолданылуы мүмкін (IA, IIА, IIIА, IVА).

Тығыздық байланысы үшін λ иілімділігі тең қабылданады:

$$\text{– бұрыштар үшін: } \lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \quad (6.33)$$

$$\text{–құбырлар үшін: } \lambda = \frac{L_{di}}{i_{yy}} \quad (6.34)$$

онда L_{di} 6.7 суретте көрсетілген.

ЕСКЕРТПЕ $\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}}$ мағынасы шеттерін итерудің шынайы жағдайларын есепке алумен аса нақты есеп кезінде қормен қабылданатын болады.

Тығыздықтың негізгі байланысының λ иілімділігі, 180 аспауы тиіс, ал көмекші байланыстар – 250 аспауы тиіс. Тығыздықтың көп қабырғалы қиылыс байланысы үшін (6.7 сурет (V)) жалпы иілімділік, ережеге сай, 350-ден аспауы тиіс емес.

ЕСКЕРТЕ Иілімділіктің жоғары коэффициентін пайдалану жеке элементтердің мүмкін вибрациясына және жергілікті жүктемелер кезінде бүгілу кезінде олардың зақымдауына әкеледі.

6.3.3.3.2 [Н.3.2] Үшбұрышты тор

Үшбұрышты торды кішігірім жүктеу кезінде қолданылады және қысқа ұзындықтарға қатысты, мысалы, мұнара немесе жеңіл матчталардың жоғарғы жағында (6.7 суретті қара (I)).

6.3.3.3.3 [Н.3.3] Қиылыс тор

Жүктеме қысылған және созылғанға бөлінген жағдайда, элементтер қиылысы нүктесіне қосылады, екі элемент те кесінді болу қажет (6.7 суретті қара 6.7 (II)), қиылысу орталығы көлденең қиылыста және байланыс қиылысында бекіту нүктесі есептелуі мүмкін, ал критикалық есептік ұзындық кіші ось үшін L_{d2} болады.

Егер жүктеме қысылғанға және тартылғанға тең бөлінбесе, сондай-ақ, екі элемент те кесілмеген болса, онда қысылған элементтерді, ең үлкен қысылған күшке тексеру қажет. Сонымен қатар, екі қысылған элементтердің көлденең қиылысына қарсыласу соммасы кем болады, екі элементке жұмыс істейтін осьтік күштің алгебралық соммасына тең болады. Көлденең қиылысқа қарсы келуді есептеу кезінде есептік ұзындық L_d тең болады, ал инерция радиусы байланысың тегістігіне параллельді координаттың тікбұрышты жүйесінің осі бойынша инерциялау радиусына тең.

Тығыздықтың негізгі байланысының типтік кестесі					
Параллельді немесе қысылған			Кәдімгі қысылған		Кәдімгі параллельді
I Үшбұрышты қ тор	II Қиылыс топ	III К-тәрізді (жартылай ашық) тор	IV Кесілген горизонталды элементтермен кесілген ромбтық тор	V Көп қырлы қиылыс тор	VI Кресттік (тартылған) тор
$L_{di} = L_d$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$		
Тығыздықтың көмекші байланыстарымен типтік кесте (6.8 суретін қара)				ЕСКЕРТПЕ VI кестесіндегі тартылған элементтер тарту кезінде жалпы қозғалысқа арналған, мысалы	

6.7 Сурет – Тығыздық байланысының типтік кестесі

Тығыздықтың негізгі байланысының типтік кестесі				
Параллельді немесе қысылған			Кәдімгі қысылған	Кәдімгі параллельді
IA	IIA	IIIA	IVA	
Үшбұрышты қ тор	Ромбтық тор $L_{di} = L_{d1}$	К-тәрізді тор $L_{di} = L_{d1}$ $L_{di} = L_{d2}$ - Координаттардың тікбұрышты жүйелерінің осі үшін	Қосылқы элементтермен ромб торлары $L_{di} = L_{d1}$	

6.7 Сурет – Тығыздық байланысының типтік кестесі (жалғасы)

Иілімділік келесі түрде есептеледі:

– бұрыштар үшін:

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_d}{i_{zz}} \quad (6.35)$$

– тегіс дөңгелек қиылыс профилі немесе құбыры үшін:

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \quad (6.36)$$

ЕСКЕРТПЕ Егер кесінді элементтерінің кез-келгені кесінді болса, қосылу орталығы көлденең бағытында ғана қысылған болып саналады, егер детальдау осындай болса, екі элементтерде тиімті көлденең тығыздық қиылыспен қамтамасыз етіледі, ал ұзартылған осьтік қаттылық бірдей.

6.3.3.3.4 [Н.3.4] Айқаспалы (созылған) кереге

Әрбір диагоналды элемент байланыстағы толық жүктемені байланыстырушы және көлденең элементтердің көмегімен ұстауы тиіс. (6.7 (VI)суретті қар.).

ЕСКЕРТПЕ Созылуға жұмыс істейтін жүйелер монтаждауға, моздификацияларға және тиістіорын ауыстыруға бейім, Байланыстардың басыапқы созылуын есепке ала отырып, ауытқуды азайтуға бағытталған орталық қиылысу нүктесіндегі өзара қолдаудың қамтамасыз етілуін жобалау қажет.

6.3.3.3.5 [Н.3.5] Көмекші элементтері бар ромб тәріздес кереге

Тіреуіш бағандарды шешу үшін көмекші элементтерді енгізген жағдайда (6.7 суретті (IIA және IVA) және 6.8 (а) суретті қар.), ең кіші ось бойынша көлденең майысу кезіндегі ұзындықты L_{d1} ретінде қабылдау қажет.

Сондай-ақ көлденең байланысты координаталардың тік бұрышты жүйесінің осі бойынша L_{d2} ұзындығының тұрақтылық шығынын, содан кейін осьтік күштердің

алгебралық сомасын анықтауға арналған L_d ұзындығының тұрақтылық шығынын тексеру қажет, 6.3.3.3.3-Тармақшасын қар.

6.3.3.3.6 [Н.3.6] Орталық қиылысу нүктесіндегі кесілмеген көлденең элементтен тұратын ромб тәріздес кесінді кереге

Көлденең элемент жүктеме жағдайында, бір элементтің қысылуы екінші элементтің созылуынан асқан кезде немесе екі элемент те сығылуға ұшырағанда, қысып ұстауды қамтамасыз етуге арналған көлденең бағыттағы жеткілікті қатаңдыққа ие болуы тиіс, 6.7 (IV) суретті қар.

Бұл шарт келесі тәсілмен орындалуы мүмкін: көлденең элемент көлденең бағытта орналасқан бойлық байланыстағы екі элементтің осьтік күшінің алгебралық сомасын (координаталардың тік бұрышты жүйесінің осі бойынша барлық ұзындығы бойынша сығылған элемент ретінде) ұстауы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Рамаға көлденең жергілікті жүктемелердн, мысалы, желден, шеткі элементтерде туындайтын майысу кернеуіне қосымша рұқсат алу қажеттілігі туындауы мүмкін.

6.3.3.3.7 [Н.3.7] Диагоналды бұрыштық элементтері бар ромб тәріздес кереге

Көлденең байланыстардың кейбір сұлбаларында келтірілген ұзындығы көлденең байланыс жазықтығын төмендету мақсатында бұрыштық элемент қарастырылуы мүмкін. (6.8(б) суретті қар.). 6.3.3.3.3-Тармақшаға қатысты қолданылған ұқсас тәртіпті тиісті қысуды анықтау үшін қолдауға болады.

Бұл жағдайда бойлық майысудың бес тексеруі келесі тәртіпте жүргізіледі:

- минималды ось бойынша L_{d1} ұзындығына ең жоғары жүктеме түсу кезіндегі элементтің бойлық майысуы;
- координаталардың тікбұрышты жүйесінің бойлық осі бойынша L_{d2} ұзындығына ең жоғары жүктеме түсу кезіндегі элементтің бойлық майысуы;
- көлденең ось бойынша L_{d3} ұзындығына көлденең байланыстағы жүктемелердің алгебралық сомасының ықпалы бойынша көлденең байланыстың екі элементінің көлденең майысуы;
- көлденең ось бойынша L_{d4} ұзындығына диагоналды байланыстағы жүктемелердің алгебралық сомасының ықпалы бойынша көлденең байланыстың (екі аралас қырдың әрқайсысының біреуі бойынша) екі элементінің көлденең майысуы;

ЕСКЕРТПЕ Бұл жағдайда жалпы кедергіні қысылған екі элементтің де көлденең майысу кедергілерінің сомасы ретінде есептеу қажет (6.3.3.3.3 Тармақшасын қар.).

- көлденең ось бойынша L_{d4} ұзындығына диагоналды байланыстағы жүктемелердің алгебралық сомасының ықпалы бойынша көлденең байланыстың (төрт аралас қырдың әрқайсысының біреуі бойынша) төрт элементінің көлденең майысуы.

6.3.3.3.8 [Н.3.8] Жартылай көлбеу керегелердің диагоналды элементтері

Көмекші элементтер бомаған жағдайда (6.7 (III) суретті қар.) сындық есептеу ұзындығы кіші ось бойынша L_{d2} тең қабылдануы мүмкін.

Егер қырларда көмекші байланыстар қарастырылып, бірақ көлбеулер болмаса (6.7 (III) суретті қар.), сындық есептеу ұзындығы координаталардың тік бұрышты жүйесінің тиесілі осі бойынша L_{d2} тең деп қабылданады. Осылайша, икемділік:

$$\lambda = \frac{L_{d2}}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_{d2}}{i_{zz}} \quad \text{тең.} \quad (6.37)$$

Қосымша байланыстар мен үшбұрышты байланыстар болған жағдайда (6.8(с) суретті қар.) координаталардың тік бұрышты жүйесінің тиесілі осі бойынша көлденең байланыстар бағытындағы майысуды тексеруге арналған көлбеу элементтері арасын тиісті есептеу ұзындығын L_{d4} қолдану қажет. Осылайша, қиылыстардың барлық тұрпаттары үшін икемділік

$$\lambda = \frac{L_{d4}}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_{d4}}{i_{zz}} \quad \text{ретінде алынуы мүмкін} \quad (6.38)$$

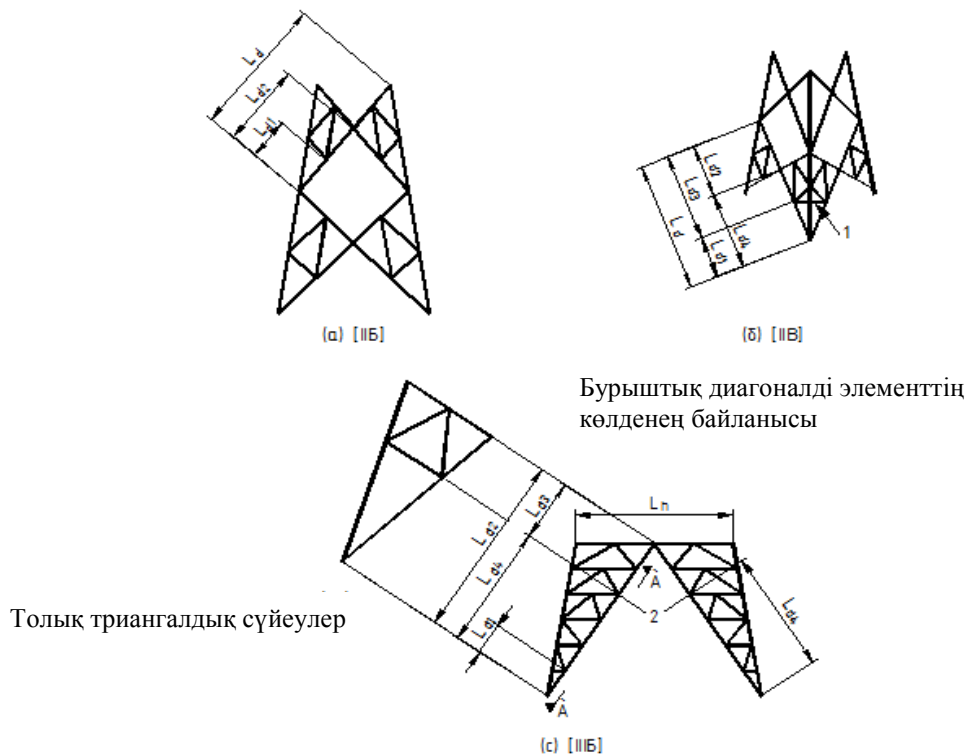
6.3.3.3.9 [Н.3.9] Қырлардың көлденең диафрагмалы көлденең элементтері

Егер қырлардың көлденең элементтерінің ұзындығы үлкен болса, көлденең тұрақтылықты қамтамасыз етуге арналған диафрагмалар белгіленуі мүмкін.

Көлденең элементтің есептеу ұзындығы тұрақтылығын жоғалтқан жағдайда диафрагмадағы қиылысу нүктелерінің арасындағы қашықтық рама жазықтығындағы тұрақты жоғалту кезіндегі жоспардың тіреуіштері арасындағы қашықтыққа тең деп алынады.

$v-v$ осьтерін немесе координаталардың тік бұрышты жүйесінің тиесілі осьтерін тандау кезінде сақтық шараларын қолдану қажет. Егер ортаңғы нүктедегі (немесе оның жанындағы) есептеу ұзындығының көмегімен тиісті бекіту қарастырылмаған болса, $v-v$ осі пайдаланылуы тиіс. Бұл жағдайдағы тұрақтылық шығынын $v-v$ осі бойынша және координаталардың тік бұрышты жүйесінің тиесілі осі бойынша тексеру қажет..

ЕСКЕРТПЕ Бұл әдіс ұштарды түйістірудің нақты жағдайларын есепке ала отырып, неғұрлым дәл есептеу кезінде пайдаланылатын қор болуы мүмкін.



1 – Байланыстың бұрыштық элементі(егер екі байланыс та сығылған болса, ықпалдарды азайту үшін); 2 – Көлбеулер

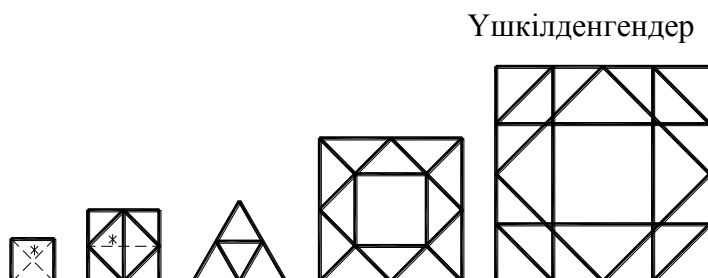
6.8 Сурет. Көлденең байланыс жүйелерін қолдану

Егер диафрагма толық үшкілденбесе, көлденең рамадағы жел бағыты сияқты, жүктемелерден туындаған шеткі элементтердегі майысу кернеулеріне қосымша рұқсат алуды қарастыру қажет, 6.9 –суретті қар.

Тұрақтылық шығынын бодырмай үшін, диафрагма толық үшкілденбеген жағдайда:

– көлденең диафрагмалар бірыңғайланған көлденең жүктемені $p \times H$ ұстайтындай жобалануы тиіс, мұндағы p – көлденең диафрагма элементтеріндегі ең жоғары осьтік қысушы күштің H пайызы (6.10 суретті қар.);

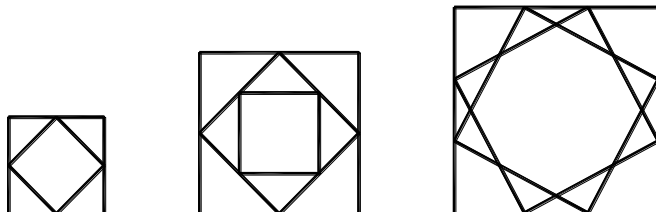
– бұл күштің әсерінен болатын көлденең диафрагманың ауытқуы $L/500$ аспауы тиіс.



* егер екі диагональ болса, оларды союз элементтері ретінде жобалауға болады

6.9 Сурет.Тұраптық диафрагмалар

Толық үшкілденбегендер
(майысу ықпалына тиесілі көңіл бөлінбесе, жобалау үшін ұсынылмайды)



6.9 Сурет.Тұрпаттық диафрагмалар (жалғасы)

6.3.3.3.10 [Н.3.10] Диафрагмаларсыз көлденең элементтер

Ені шамалы мұнаралар мен діңгектерде тиісті жағдайларда тиесілі негізделген диафрагмаларды орнатпай-ақ қоюға болады.

L_h ұзындығы бойынша раманың жазықтығынан тұрақтылық шығынын есептеу кезінде (6.10(а) сурет) координаталардың тік бұрышты жүйесінде инерция радиусын қолдану қажет. Алайда бір бұрышты элементтер үшін L_{h2} ұзындығы бойынша $v-v$ осінің инерция радиусын қолдану қажет. Бұл жағдайда есептеу ұзындығы L_{h1} тең деп қабылданады. 6.10(б) суретін қар.

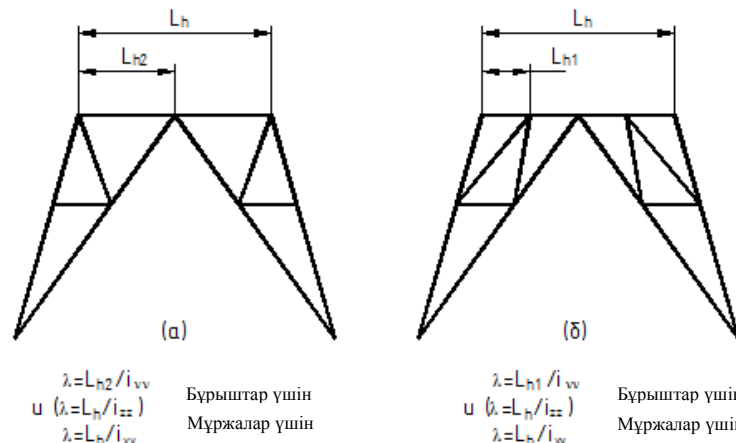
ЕСКЕРТПЕ Бұл әдіс ұштарды түйістірудің нақты жағдайларын есепке ала отырып, неғұрлым дәл есептеу кезінде пайдаланылатын қор болуы мүмкін.

Көлденең элементтің тұрақтылық шығынын болдырмау үшін 6.3.3.3.9-Тармақшада келтірілген шарттарды орындау қажет.

ЕСКЕРТПЕ Рамаға көлденең жергілікті жүктемелердн, мысалы, желден, шеткі элементтерде туындайтын майысу кернеуіне қосымша рұқсат алу қажеттілігі туындауы мүмкін.

6.3.3.3.11 [Н.3.11] Майысқан К-тәріздес көлбеулер

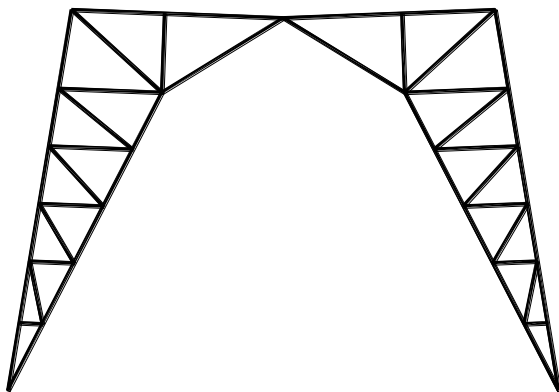
Мұнараның ені үлкен болған жағдайда негізгі диагоналарға атық байланыстардың ұзындығы мен өлшемінің қысқару әсерін тудыратын майысулар (6.11-суретті қар.), қосылуы мүмкін. Бұл майысу кезінде жанасатын элементтердің қысқаруына әкелетін болғандықтан, көлденең тіреуішті қарастырған жөн. Диагоналды және көлденең элементтерді топсалық қосылуға дейінгі ұзындықтармен байланысы диагоналардың ұзындығы, К-тәріздер көлбеулер ретінде жобалау қажет.



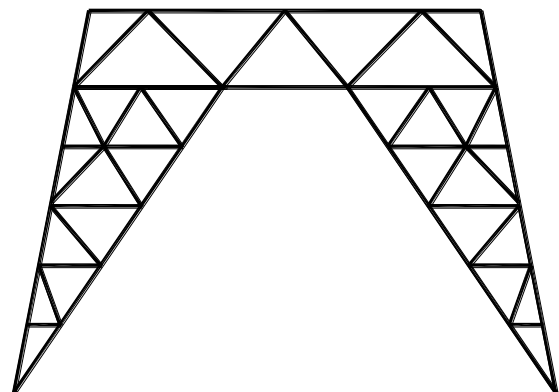
6.10 Сурет. Дифрагмасыз К–тәріздес көлбеулердің көлденең элементтері

6.3.3.12 [Н.3.12] Порталды рама

Порталды рамаға тақтаны тасымалдауға арналған майысуына көлденең элементті енгізуге болады, 6.12 –суретті қар. Бұл К-тәріздес көлбеуде топсалы қосылыстың болмауына әкелетіндіктен, іргетастың шөгуіне немесе ығысуына ерекше назар аудару қажет.



6.11 –Сурет. Майысқан к-тәріздес көлбеулер



6.12 Сурет. Порталды рама

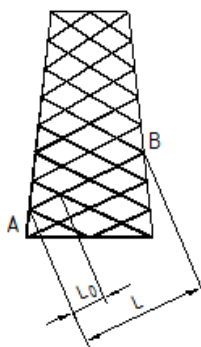
6.3.3.13 [Н.3.13] Көпкөлбеулі айқаспа кереге

Көп көлбеулі керегелік үйлестірудің байланыстыру элементтері барлық қиылысу нүктелерінде көмекші элементтер ретінде (6.3.3.4-Тармақшаны қар.) i_{yy} немесе i_{zz} , см инерциясының радиусына тиесілі тіреуден тіреуге дейінгі есептеу ұзындығында жобалануы тиіс, 6.13-сурет. Тақтаның тұрақтылығын қамтамасыз ету үшін жалпы икемділік L / i_{yy} 350 кем болуы тиіс. Дара бұрыш элементтері үшін i_{yy} / i_{vv} қатынасы 1,50 артық болуы тиіс, мұндағы i_{yy} – жоспардағы параллелькереге осі бойынша инерция радиусы.

6.13-суретте көрсетілген А-В элементінің тұрақтылығын, икемділік кезіндегі сындық есептеу ұзындығына L_0 қоса берілген жүктемемен тексеру қажет.

– бұрыштар үшін:
$$\lambda = \frac{L_0}{i_{vv}} \quad (6.39)$$

– құбырлар мен көлденең қиылысты тұтас профиль үшін:
$$\lambda = \frac{L_0}{i_{yy}} \quad (6.40)$$



6.13 Сурет. Көпкөлбеулі айқаспа кереге

ЕСКЕРТПЕ $\lambda = \frac{L_0}{i_{vv}}$ мәні ұштарды түйістірудің нақты жағдайларын есепке ала отырып, неғұрлым дәл есептеу кезінде пайдаланылатын қор ретінде қабылдануы мүмкін.

6.3.3.4 [Н.4] Қаттылықтың көмекші байланыстары

6.3.3.4.1 [Н.4(1)] Тіреуіш бағандардағы барлық шалағайлықтарды есепке алу үшін, сондай-ақ көмекші байланыстыру элементтерін жобалау мақсатында тіреуіш бағанға (немесе бағандардың орнына басқа тіреуішке) көлденең әрекет ететін шартты күш енгізу қажет. Тұрақтандырушы тіреуіш бағандардың икемділігіне қарай қандай да бір көмекші элементтің есебінде қолданылатын шартты күштің мәні 6.3.3.4.2 және 6.3.3.4.3-Тармақшаларға сәйкес анықталады.

6.3.3.4.2 [Н.4(2)] Жоспардағы байланыстарды косудың әрбір желісіне қолданылатын күш тіреуіш бағанға осьтік күштен түсетін пайыз p ретінде анықталады. Тіреуіш бағандар икемділігінің әр түрлі шамалары үшін: Сила, прикладываемая к каждому узлу соединения связей в плане, определяется как процент p от осевой силы в опорной стойке и для различных величин гибкости опорной багандар может быть принята как:

$p = 1,41,$ егер $\lambda < 30$ (6.41)

$p = (40 + \lambda) / 50,$ егер $30 \leq \lambda \leq 135$ (6.42)

$p = 3,5,$ егер $\lambda > 135$ (6.43)

6.3.3.4.3 [Н.4(3)] ретінде қабылданған.

Егер тақтада аралық желі біреуден артық болса, онда көмекші байланыстардың жүйесін осьтік күштің 2,5% кезінде жеке қарастыру қажет. Осы шарттық күштердің ірге және бір бағытта, байланыс жүйесінің тіреуіші мен жазықтығына ықпал етуіне жол беріледі.

6.3.3.4.4 [Н.4(4)] Екі жағдайда да (6.3.3.4.2 және 6.3.3.4.3 Тармақшалар) желілік серпімді талдау әдісімен үшкілденген такталар шегінде күштердің таратылуын анықтау қажет.

6.3.3.4.5 [Н.4(5)] Бұл шартты күштің ықпалы, әдетте, кез келген салмақ түсетін элементті жобалау кезінде есептелетін негізгі күшке қосылады. Жалпы қабылданған үйлесімнің еркін тұрған тіреуіштеріне айрықша қатысты шартты күш, егер негізгі күш одан кем болатын болса, негізгі күшке шартты күштің ықпалына тексеру жүргізушартында негізгі күштерге қосылмайды. Тартқыштары бар дінгктерді жобалау кезінде негізгі күшке әрдайым қосылады..

6.3.3.4.6 [Н.4(6)] 6.3.3.4.1÷6.3.3.4.5 Тармақтарға сәйкес шартты күштерді есепке ала отырып, байланыстар күшінің жеткіліксіз қаттылығы туралы жол беруді қабылдауға болады.

6.3.3.4.7 [Н.4(7)] Егер негізгі салмақ түсетін элемент эксцентрлі жүктелген болса, К-тәріздес көлбеулер мен тіреуіштердің негізгі диагоналы арасындағы бұрыш кем дегенде 25° құрайтын болса, онда жоғарыда көрсетілген шартты күштің мәні жеткіліксіз болуы мүмкін, сондықтан негізгі бағандардың өзгеруі нәтижесінде, қайталама кернеулер мен эксцентриситет моментін есепке ала отырып, мейлінше нақты мәнді анықтау қажет.

6.3.3.4.8 [Н.4(8)] Егер тұрақтылық шығынының бағыты байланыс жазықтығынан тыс орналасса, онда (6.34)÷(6.36) Формулаларымен берілген мәндерді , $\sqrt{2}$ коэффициентіне бөлу қажет.

6.3.3.5[Н.5] Қабықтық құралымдар

Қабықтық құралымдардың беріктігі мен тұрақтылығын түтін мұржаларына жататын көмекші құралдың бөліктерінен және ҚР ҚН EN 1993-1-6 қар.

6.4 Қосылыстар

6.4.1 Жалпы ережелер

6.4.1.1 ҚР ҚН EN 1993-1-8 стандартының 2.1÷2.4 Қосымша бөлімдеріне сәйкес көмекші құралдың осы тарауында келтірілген есептеу әдістері ҚР ҚН EN 1993-1-8 1.2-қосымша бөлімінде немесе материалдар мен бұйымдардың тиісті техникалық шарттарында келтірілген сілтеме стандарттарға қолданылатын бұйымдарға сәйкес шарттарда қолданылады.

Барлық қосылыстардың есептік салмақ түсетін қабілеттілігі ҚР ҚН EN 1993-1-8 және в ҚР ҚН EN 1993-1-1 келтірілген барлық негізгі талаптарды қанағаттандыруы тиіс.

Қосылыстарға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенттері γ_m 6.13-кестеде келтірілген.

Қажу жүктемелеріне ұшыраған қосылыстар да ҚР ҚН EN 1993-1-9 талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

Қосылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігін оның негізгі компоненттерінің салмақ түсетін қабілеттілігіне қарай анықтаған жөн.

Егер кесіндінің күштерін қабылдау үшін әр түрлі қаттылықтағы бекіту бөлшектері қолданылатын болса, онда есептеу жүктемесі қаттылығы жоғары бекіту бөлшектерімен қабылдануы тиіс. Есептеудің бұл ережесіне кірмейтін жағдайдар 6.4.1.6.3-Тармақта келтірілген.

Барлық бұрандамалар тығырықтардың босап кетуінен қорғалуы тиіс.

6.13 Кесте . Қосылыстарға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенттері

Элементтер мен көлденең қиылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігі	γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} , ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.
Бұрандамалардың салмақ түсетін қабілеттілігі	γ_{M2}
Пісіру жіктерінің салмақ түсетін қабілеттілігі	
Майысу пластиналарының салмақ түсетін қабілеттілігі	
Түйісу беттерінің жылжуына салмақ түсетін қабілеттілігі:	
Шекті жағдайдағы салмақ түсетін қабілеттілігі бойынша(С санаты)	γ_{M3}
Шекті жағдайдағы пайдалану жарамдылығы бойынша (В санаты)	$\gamma_{M3,ser}$
Беріктігі жоғары бұрандамаларды алдын ала тарту	γ_{M7}

1 ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN талаптарына сәйкес параметрлері анықталған материалдар қолданылатын болса, жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің келесі мәндерін қабылдау қажет:

$$\gamma_{M2} = 1,25; \gamma_{M3} = 1,25 \text{ и } \gamma_{M3,ser} = 1,1; \gamma_{M7} = 1,1.$$

2 ЕСКЕРТПЕ Егер жергілікті материалдар қолданылатын болса, онда сәулет және құрылыс істері бойынша уәкілетті орган ұйымынан осы материалдарды қолдануға арналған техникалық шарттарды алу қажет.

6.4.1.2 Бұрандамалық қосылыстардың санаттары

6.4.1.2.1 Жылжуға жұмыс істейтін қосылыстар

Жылжуға жұмыс істейтін бұрандамалық қосылыстар келесі екі санатқа бөлінеді:

а) А санаты– кесінді қосылыс.

Бұл санатта 4.6÷10.9 беріктік сыныптарының бұрандамаларын қолдану қажет. Бақыланатын тартылыс пен ерекше жағдайдар түйіспе беттер үшін талап етілмейді. Жылжудың есептік күші кесудің 6.4.1.4-Тармағы бойынша анықталған салмақ түсетін қабілеттілігінен және 6.4.1.4 және 6.4.1.5 Тармақтары бойынша анықталған жаныштаудан аспауы тиіс.

б) В санаты – пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы фрикциялық қосылыс.

Бұл санатта бақыланатын тартылыстағы бұрандамалар ҚР ҚН EN 1993-1-83.1.2(1)-Тармағына сәйкес қолданылуы қажет. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы жылжу өзгерістері түйісу беттерінің арасында болмауы тиіс.. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы жылжудың есептік күші 6.4.1.6-Тармағы бойынша анықталған түйіспе беттердің жылжуына түсетін есептік салмақ түсетін

қабілеттіліктен аспауы тиіс. Жылжудың есептік күші кесудің 6.4.1.4-Тармағы бойынша анықталған салмақ түсетін қабілеттілігінен және 6.4.1.4 және 6.4.1.5 Тармақтары бойынша анықталған жаныштаудан аспауы тиіс.

в) С санаты– салмақ түсетін қабілеттілігі бойынша шекті жағдайдағы фрикциялық қосылыс.

Бұл санатта бақыланатын тартылыстағы бұрандамалар ҚР ҚН EN 1993-1-83. стандартының 1.2(1)-Тармағына сәйкес қолданылуы қажет. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы жылжу өзгерістері түйісу беттерінің арасында болмауы тиіс.. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы жылжудың есептік күші 6.4.1.6-Тармағы бойынша анықталған түйіспе беттердің жылжуына түсетін есептік салмақ түсетін қабілеттіліктен аспауы тиіс. Жылжудың есептік күші кесудің 6.4.1.4-Тармағы бойынша анықталған салмақ түсетін қабілеттілігінен және 6.4.1.4 және 6.4.1.5 Тармақтары бойынша анықталған салмақ түсетін қабілеттілігі бойынша шекті жағдайдағы бұрандамалық ойықтардың орналасқан жерлеріндегі пластикалық сатыдағы $N_{net,Rd}$ көлденең қиылыстың есептік салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау қажет (6.2-Қосымша бөлімін қар. ҚР ҚН EN 1993-1-1)

Қосылыстардың аталған санаттарын тексеру 6.14-кестеде келтірілген.

6.14 Кесте . Жылжуға жұмыс істейтін бұрандамалық қосылыстардың санаттары

Санаты	Өлшемі	Ескерту
Жылжуға жұмыс істейтін қосылыстар		
А Кесінді қосылыс	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Бақылау қойылатын тартылыс талап етілмейді. 4.6÷10.9 сыныпты бұрандамалар қолданылуы мүмкін.
В Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы фрикциялық қосылыс	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Бақылау қойылатын тартылысы бар 8.8 немесе 10.9 сыныпты бұрандамаларды қолдану қажет. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы түйісу беттерінің жылжуға салмақ түсетін қабілеттілігі 3.9 бойынша анықталады.
С Салмақ түсетін қабілеттілігі бойынша шекті жағдайдағы фрикциялық қосылыс	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Бақылау қойылатын тартылысы бар 8.8 немесе 10.9 сыныпты бұрандамаларды қолдану қажет. Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдағы түйісу беттерінің жылжуға салмақ түсетін қабілеттілігі $N_{net,Rd}$ – 6.4.1.2.1 қар.

6.4.1.2.2 Созылуға жұмыс істейтін қосылыстар

Созылуға жұмыс істейтін бұрандамалық қосылыстар келесі санаттарға бөлінеді:

а) D санаты – бұрандамалардың алдын ала бақыланбай тартылатын қосылыстары

Бұл санатта 4.6÷10.9 беріктік сыныптарының бұрандамаларын қолдану қажет. Бақыланатын тартылыс пен ерекше жағдайдар түйіспе беттер үшін талап етілмейді. Алайда желдік жүктемелерден болатын осьтік күштерді қабылдайтын қосылыстарда олардың қолданылуы мүмкін..

б) E санаты– бұрандамалардың бақылау тартылысы бар қосылысы.

Бұл санатта 7-топтың сілтемелік стандарттарына сәйкес бақыланатын тартылыстағы 8.8÷10.9 беріктік сыныбындағы бұрандамаларды қолдану қажет (1.2.7 қар.).

Қосылыстардың аталған санаттарын тексеру 6.15 –кестеде келтірілген.

6.15 Кесте . Созылуға жұмыс істейтін бұрандамалық қосылыстардың санаттары

Санат	Критерий	Ескерту
Созылуға жұмыс істейтін қосылыстар		
D Бұрандамалардың бақылау тартылысынсыз қосылысы	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Бақылау тартылысы талап етілмейді. 4.6-10.9 сыныпты бұрандамалар қолданылуы мүмкін. $B_{p,Rd}$ 6.17 кесте бойынша анықталады
E Бұрандамалардың бақылау тартылысы бар қосылыс	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Бақылау қойылатын тартылысы бар 8.8 немесе 10.9 сыныпты бұрандамаларды қолдану қажет. $B_{p,Rd}$ 6.17 кесте бойынша анықталады
Есептік созылу күші $F_{t,Ed}$ рычаг әсерінің салдарынан үзілуі мүмкін, 3.11 Қосымша бөлімін қар.ҚР ҚН EN 1993-1-8. Жылжу күшіне ұшыраған бұрандамалар тартылу күшімен бірге 3,4-кестеде келтірілген шарттарды қанағаттандыруы тиіс.		

6.4.1.3 Бұрандамаларға арналған ойықтардың орналасуы

Бұрандамаларға арналған күштің тігінен және көлденеңінен элементтің шетіне дейінгі қашықтықта қадамның ең кіші және ең үлкен мәндері 6.16-кестеде келтірілген..

Бұрандамаларға арналған күштің тігінен және көлденеңінен элементтің шетіне дейінгі қашықтықта қадамның қажу жүктемелеріне ұшыраған ең кіші және ең үлкен мәндерін ҚР ҚН EN 1993-1-9 қар.

Сопақ ойықтар бойынша бұрандамаларға арналаған шектеулерді ҚР ҚН EN1993-1-8 қар.

6.4.1.4 Дара бұрандамалардың салмақ түсетін есептік қабілеттілігі

Дара бұрандамалардың дара бекіту бөлшектерінің жылжуға және/немесе созылуға ұшыраған қосылыстарындағы салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәндері 6.17-кестеде келтірілген.

Алдын ала тарту күшінің есептік мәні $F_{p,Cd}$ бұрандамалардың бақылау тартылысына сәйкес 3.2.1.2 Тармақша бойынша төмендегі формула бойынша анықталады:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M7} \quad (6.44)$$

ЕСКЕРТПЕ Егер алдын ала тарту салмақ түсетін қабілеттілікті есептеу кезінде түйісу беттерінің жылжуында қолданылмаса, бірақ ұзақ уақытқа жарамдылықты қажет ететін болса, онда алдын ала тарту күшінің мәні нақты жобада анықталуы мүмкін.

6.16 Кесте. Элементтің шетіне дейінгі қадам мен қашықтықтың ең жоғары және ең төмен мәндері

Қашықтық немесе қадам, 6.14 –суретті қар.	Ең кіші мәні	Ең жоғары мәні ^{1),2),3)}		
		EN 10025 сәйкес болаттан дайындалған құралымдар, EN 10025-5 сәйкес болаттан басқа		EN 10025-5 сәйкес болаттан дайындалған құралымдар
		Болат атмосфералық немесе өзге тоттанудың әсеріне шалдыққан	Болат атмосфералық немесе өзге тоттанудың әсеріне шалдықпаған	Қолданылатын болат
Күштің бойымен шетіне дейінгі қашықтық e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Ең үлкен $8t$ немесе 125 мм
Көлденең күштің шетіне дейінгі қашықтық e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Ең кіші $8t$ немесе 125 мм
қадам $p_1^{4)}$	$2,2d_0$	Ең кіші $14t$ немесе 200 мм	Ең кіші $14t$ немесе 200 мм	Ең кіші $14t_{min}$ немесе 175 мм
Қадам $p_{1,0}$		Ең кіші из $14t$ немесе 200 мм		
Қадам $p_{1,i}$		Ең кіші $28t$ немесе 400 мм		
Жол p_2	$2,4d_0$	Ең кіші $14t$ немесе 200 мм	Ең кіші $14t$ немесе 200 мм	Ең кіші $14t_{min}$ немесе 175 мм

6.16 Кесте. Элементтің шетіне дейінгі қадам мен қашықтықтың ең жоғары және ең төмен мәндері(жалғасы)

Шетке дейінгі қадамның, қашықтықтың ең үлкен мәндері шектелмеген, мына жағдайлардан басқа кезде:

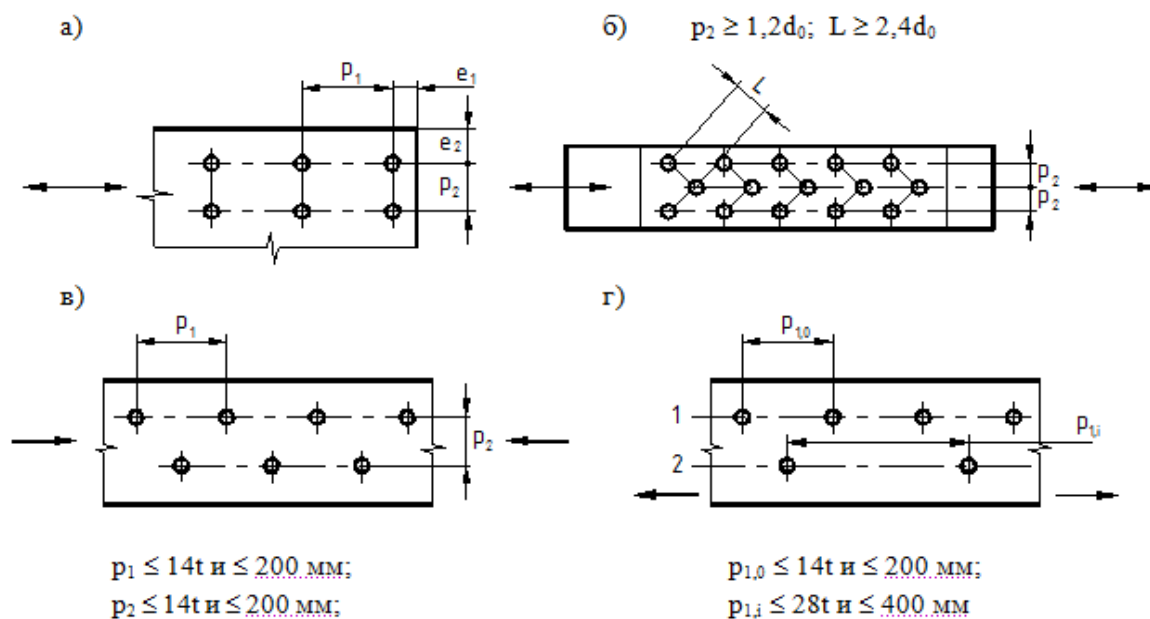
– қорғалмаған элементтердің тоттануын болдырмау мақсатында сығылған элементтер үшін;

– тоттанудан қорғалмаған созылған элементтердің оның туындауын болдырмау үшін.

2) Бекіті бөлшектерінің арасындағы учаскелердегі жергілікті тұрақтылық бойынша салмақ түсетін қабілеттілікті EN 1993-1-1 бойынша анықтау қажет, септік ұзындығын $0,6r_1$ тең деп қабылдаған жөн. Жергілікті тұрақтылыққа есеп талап етілмейді, егер r_1/t қатынасы 9-ге кем болса.. сығылған элементтердің бос салмақтарының мәні болмауы тиіс, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар. Бұл талаптар күш элементінің арасындағы ара қашықтыққа қолданылмайды.

3) t – қосылған мейлінше жұқа элементтердің қалыңдығы; d_0 – ойық диаметрі.

4) бекіту бөлшектері шахмат тәртібімен орналастырылған кезде, ең кіші мәнін $= 1,2d_0$, деп қабылдау қажет, кез келген жапсарлас ойықтардың арасындағы ең аз қашықтық $L \geq 2,4d_0$ кем болмауы тиіс, 6.14 б). суретті қар.



1 – ішеткі қатар; 2 – ортаңғы қатар;

а – ойықтардың қатарласа орналасқан кездегі ара қашықтықтың белгіленуі;

б – ойықтардың шахмат тәртібімен орналасқан кездегі ара қашықтықтың белгіленуі;

в – ойықтардың сығылған элементтерде орналасқан кездегі ара қашықтықтың белгіленуі;

г – ойықтардың созылған элементтерде шахмат тәртібімен орналасқан кездегі ара қашықтықтың белгіленуі.

6.14 Сурет. Элементтің шетіне дейінгі ойықтар мен қашықтықтардың арасындағы қашықтықтардың белгіленуі

6.17-кестеде келтірілген салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәндерін 4-топтың сілтемелік стандарттарына сәйкес дайындалған бұрандамалар үшін ғана қолданған жөн. (1.2.4 –тармақты қар. ҚР ҚН EN 1993-1-8). Іргетас бұрандамалары сияқты бұрандалы

элементтер үшін EN 1090, 6.17 кестедегі тиісті мәндерді пайдаланған жөн. EN 1090 сәйкес келмейтін бұрандамалар мен бұрандалар үшін 0,85 коэффициентіне көбейту қажет.

Расчетное значение несущей способности на срез приведенное в Таблице 6.17-кестеде келтірілген $F_{v,Rd}$, кесіндісіне салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәнін қолдану қажет. Қалыпты ойықтарға арналған номиналды саңылаулар 6.18-кестеде белгіленген 11-кестеге сәйкес EN 1090-2 келтірілген. .

M12 және M14 бұрандамаларын 2 мм тең саңылаулы ойықтарға қолдануға болады, егер бұрандамалар тобының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні кесетін бұрандамалар тобының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәніне тең болған жағдайда. Бұдан тысқары , 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 және 10.9 беріктік сыныбындағы есептік мәндері $F_{v,Rd}$ EN 1090 сәйкес келмейтін бұрандамалар мен бұрандалар үшін 0,85 коэффициентіне көбейту қажет.

Дәлдігі жоғары бұрандамаларды қалыпты ойыққа белгіленген бұрандамалардың есебіне ұқсас есептеген жөн..

6.17 Кесте . Кесуге және/немесе созылуға ұшыраған дара бекіту бөлшектерінің салмақ түсетін қабілеттілігі

Қарсылық түрі	Бұрандамалар
Бір жазықтықтағы кесінді	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <p>а) егер бұрандаманың кесінді жазықтығы бұрандаманың бұрандасы арқылы өтетін болса, ($A = A_s$, мұндағы A_s – бұрандама қиылысының ауданы): беріктік сыныбы 4.6, 5.6 және 8.8 $\alpha_v = 0,6$; беріктік сыныбы 4.8, 5.8, 6.8 және 10.9 бұрандамалар үшін $\alpha_v = 0,5$;</p> <p>б) егер кесінді жазықтығы бұрандаманың тегіс бөлігі арқылы өтетін болса (A – бұрандаманың көлденең қиылысуы): $\alpha_v = 0,6$</p>

6.17 Кесте . Кесуге және/немесе созылуға ұшыраған дара бекіту бөлшектерінің салмақ түсетін қабілеттілігі (жалғасы)

Жаншу ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}},$ <p>мұндағы α_b – ең аз α_d, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ и 1,0;</p> <p>а) күштің бойымен:</p> <p>шеткі бұрандамалар үшін – $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$;</p> <p>орташа бұрандамалар үшін – $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$;</p> <p>б) күштің көлденеңімен:</p> <p>шеткі бұрандамалар үшін</p> <p>k_1 – ең аз $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ и 2,5;</p> <p>орташа бұрандамалар үшін</p> <p>k_1 – ең аз $1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ и 2,5</p>
Созылуға салмақ түсетін қабілеттілік шығыны ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}},$ <p>мұндағы $k_2 = 0,63$ – жасырын буркеншігі бар бұрандамалар үшін;</p> <p>$k_2 = 0,9$ – Басқа да жағдайларда</p>
Сығылу	$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{M2}$
Кесу мен созылудың бірлескен әрекеті	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$
<p>¹ Шетке дейінгі қадамның, қашықтықтың ең үлкен мәндері шектелмеген, мына жағдайлардан басқа кезде:</p> <ul style="list-style-type: none"> – қорғалмаған элементтердің тоттануын болдырмау мақсатында сығылған элементтер үшін; – тоттанудан қорғалмаған созылған элементтердің оның туындауын болдырмау үшін. <p>²⁾ Бекіті бөлшектерінің арасындағы учаскелердегі жергілікті тұрақтылық бойынша салмақ түсетін қабілеттілікті EN 1993-1-1 бойынша анықтау қажет, септік ұзындығын $0,6r_1$ тең деп қабылдаған жөн. Жергілікті тұрақтылыққа есеп талап етілмейді, егер r_1/t қатынасы 9ϵ кем болса.. сығылған элементтердің бос салмақтарының мәні болмауы тиіс, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар. Бұл талаптар күш элементінің арасындағы ара қашықтыққа қолданылмайды.</p> <p>³⁾ t – қосылған мейлінше жұқа элементтердің қалыңдығы; d_0 – ойық диаметрі.</p> <p>⁴⁾ бекіту бөлшектері шахмат тәртібімен орналастырылған кезде, ең кіші мәнін $= 1,2d_0$, деп қабылдау қажет, кез келген жапсарлас ойықтардың арасындағы ең аз қашықтық $L \geq 2,4d_0$ кем болмауы тиіс, 6.14 б). суретті қар.</p>	

6.18 Кесте . Бұрандамаларға арналған номиналды саңылаулар, мм

Бұрандаманың номиналды диа- метрі, мм	12	14	16	18	20	22	24	27 и более
Қалыпты дөңгелек ойықтар ^{a)}	1 ^{б)}		2					3
Мөлшері жоғары дөңгелек ойықтар	3		4				6	8
^{a)} Мұнаралар мен дінгектерде қолдағу үшін қалыпты дөңгелек ойықтарға арналған номиналдық саңылау 0,5 мм азайтылуы тиіс, егер басқа жағдай көрсетілмесе ^{б)} Номиналдық саңылауы 1 мм бекіту бөлшектерін бекіту жабдығы жабынының қалыңдығынан арттыру қажет.								

Дәлдігі жоғары бұрандамаларға арналған ойықтың номиналдық диаметрі бұрандама корпусының диаметріне тең болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ EN 14399-8 стандартына сәйкес жоғары дәлдіктегі бұрандамаларға арналған корпустың номиналды диаметрі бұрандамалық бөліктің номиналды диаметріне қарағанда 1 мм артық.

Бұрандамаларды бір қатарда соққылап бекіту элементтерін біріктіргенде, 6.15 – суретті қар., бұранданың басындағы тығырықты да, бұранданы да қарастыру қажет. Бұранданың аншуға салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні $F_{b,Rd}$:

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \quad \text{аспауы тиіс.} \quad (6.45)$$

Элементтерді беріктігі 8.8 және 10.9 бір бұрандамен немесе бұрандамалардың бір қатарымен соққылап біріктіру кезінде шыныққан тығырықтарды пайдалану қажет

**6.15 Сурет. Бұрандамаларды бір қатарда соққылап бекіту**

6.4.1.5 Бекіту бөлшектерінің тобы

Көпбұрандалы қосылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігі жекелеген бекіту бөлшектерінің жаншуға $F_{b,Rd}$ салмақ түсетін есептік қабілеттілігіне тең қабылдануы мүмкін, егер жекелеген бекіту бөлшектерінің кесіндісіне әрқайсысының салмақ түсетін қабілеттілігі жаншуға $F_{b,Rd}$ салмақ түсетін есептік қабілеттілігіне тең болған жағдайда. Олай болмаған жағдайда, көпбұрандалы қосылыстардың салмақ түсетін қабілеттілігі бөлшектер санына көбейтілген шамаға тең қабылданғаны жөн.

6.4.1.6 Беріктігі 8.8 және 10.9 сыныпты бұрандамалардағы фрикциялық қосылыстар

6.4.1.6.1 Үйкеліс беттерінің жылжуына есептік салмақ түсетін қабілеттілігі беріктігі

8.8 және 10.9 бұрандамалардың алдын ала тартылған Үйкеліс беттерінің жылжуына есептік салмақ түсетін қабілеттілігін төмендегі формула бойынша анықтау қажет:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}, \quad (6.46)$$

мұндағы $k_s = 1,0$ – қалыпты ойыққа орнатылған бұрандамалар үшін (3.6-кесте бойынша қабылданған ҚР ҚН EN1993-1-8);

$k_s = 0,85$ – саңылауы үлкен ойыққа орнатылған бұрандамалар үшін;

n – қосылған элементтердің үйкеліс бетінің саны;

μ – EN 1090-2 немесе 6.19 –кестеде келтірілген беттердің сынақтар нәтижесі бойынша қабылданған үйкеліс коэффициенті.

6.19 Кесте. Алдын ала тартылған бұрандамаларға арналған үйкеліс коэффициентінің мәндері μ

Үйкеліс беттерінің сыныбы (. EN 1090-2 қар.)	Үйкеліс коэффициенті μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

1 ЕСКЕРТПЕ Сынақтар мен бақылауға қойылатын талаптар EN 1090-2 келтірілген.
 2 ЕСКЕРТПЕ Үйкеліс беттерінің жүктемесі өңдеудің кез келген тәсілінде EN 1090-2 баяндалған үдеріс бойынша беттердің үлгілерін сынау нәтижесінде негізделген.
 3 ЕСКЕРТПЕ Үйкеліс беттерінің сыныптарын анықтау EN 1090-2 келтірілген.
 4 ЕСКЕРТПЕ Беттері сырланған жағдайда уақыт өте келе алдын ала тартылыс шығыны болуы мүмкін.

4-топтың сілтемелік стандарттарына сәйкес келетін бақылау тартылысындағы беріктік сыныптары 8.8 және 10.9 бұрандамалар үшін, (1.2.4 –тармақ қар. ҚР ҚН EN 1993-1-8) EN 1090-2 сәйкес алдын ала тартылыс күшін $F_{p,C}$ (6.46) Формуласы бойынша тең деп қабылдаған жөн:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (6.47)$$

6.4.1.6.2 Созылу мен жылжудың бірлескен әрекеті

Егер фрикциялық қосылыс жылжу күшінен $F_{v,Ed}$ немесе $F_{v,Ed,ser}$ тысқары тартылу күшін $F_{t,Ed}$ немесе $F_{t,Ed,ser}$, қабылдайтын болса, онда бір бұрандамамен тартылған үйкеліс күшінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін келесі тәсілдер бойынша анықтайды:

– В санатының қосылыстары үшін:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}; \quad (6.48)$$

– С санатының қосылыстары үшін::

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}. \quad (6.49)$$

Егер майысу моментін қабылдайтын қосылыста сығылу аймағындағы түйісу күші

қосымша тартылыс күшін теңестіретін болса, онда түйісу беттерінің жылжуына салмақ түсетін қабілеттілікті төмендету талап етілмейді.

6.4.1.6.3 Аралас қосылыстар

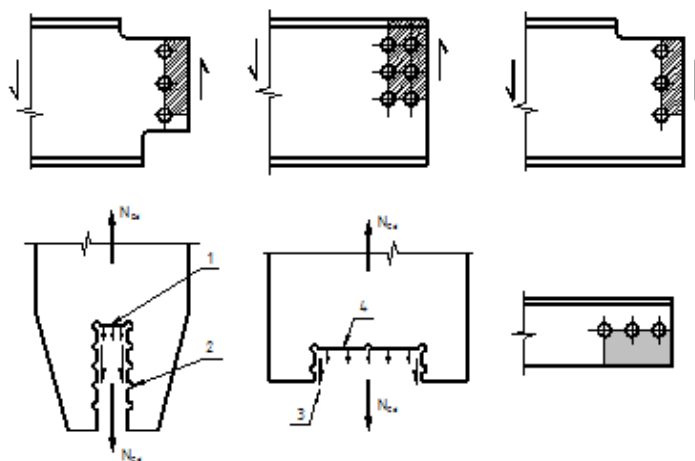
6.4.1.1-Тармағының талаптарын ескермегенде, беріктігі 8.8 және 10.9 сыныпты алдын ала тартылысы бар бұрандамаларды жылжуға салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау кезінде (С санаты, 6.4.1.2.1 –Тармақшасын қар.), пісіру жұмыстары аяқталғаннан кейін бұрандамаларды соңғы тарту жағдайында пісіру жіктерімен бірлесе жұмыс істеуін қарастыруға болады.

6.4.1.7 Бекіту бөлшектерінің ойықтарын есепке алу

6.4.1.7.1 Құралым элементерін есептеу кезінде ойықтарды есепке алу 6.3.1-Тармағына сәйкес жүргізілуі қажет. .

6.4.1.7.2 Материалдың жұлқынуының (қағып-соғу) шеткі аймағын есептеу

Шеткі аймақ материалының жұлқынуы қатардың жылжу салдарынан немесе ойықтар тобының жылжу бетінің бойындағы бұрандамалардың сүйемелденген жарылысынан туатын ойық желісі бойыншартартылыс күшінің әсерінен болады. Шеткі аймақ материалының жұлқынуы 6.16-суретте көрсетілген.



1 – шағын тартылыс күші; 2 – орасан жылжыту күші;
3 – шағын жылжыту күші; 4 – орасан тартылыс күші

6.16 Сурет. Шеткі аймақ материалының жұлқынуы

Жылжыту күшін эксцентриситетсіз бұрандамалардың симметриялық тобына беру кезінде шеткі аймақ материалының жұлқынуының есептік салмақ түсетін қабілеттілігі :

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = \frac{f_u \cdot A_{\text{nt}}}{\gamma_{\text{M2}}} + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot f_y \cdot \frac{A_{\text{nv}}}{\gamma_{\text{M0}}}, \quad (6.50)$$

формуласы бойынша анықталады.

мұндағы A_{nt} – созылған аймақтың нетто қиылысының ауданы;

A_{nv} – жылжыу аймағының нетто қиылысының ауданы.

Жылжыту күшін эксцентриситетсіз бұрандамалардың симметриялық тобына беру кезінде шеткі аймақ материалының жұлқынуының есептік салмақ түсетін қабілеттілігі :

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot f_y \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} \quad (6.51)$$

формуласы бойынша анықталады.

6.4.2 [6.4.2] Ернемектік бұрандамалы қосылыстар

Ернемектік қосылыстар арқылы көлденең күшті беру кезінде бақылау тартылысы бар бұрандамаларды пайдалану қажет.

Бұрандаманың ең кіші диаметрі 12 мм болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-3-1 Ұлттық қосымшасында құбырлардың ернемектік қосылыстары мен цилиндрлік қабықтарды құрастыру бойынша қосымша деректер келтірілген:

– құбырлардың ернемектік қосылыстарында тартылыстың реттелуінсіз беріктігі жоғары бұрандамаларды қолдануға рұқсат беріледі;

– құбырлардың ернемектік қосылыстарында, әдетте бұрандамалар арасындағы қашықтыққа тең мүмкін диаметрдің бір шеңберіне орналастыру қажет;

– цилиндрлік қабықтардың ернемектік қосылыстар бойынша қосымша деректерді 15.4.2.-Тармағынан қар.

Ернемектің қалыңдығын анықтау кезінде келесі мәндерді анықтау маңызды:

а) секциялардың тіреуіш бағандарының шеңберінің периметрі бойынша ернемектің жылжу кедергісін;

б) бұрандамалық ойықтардың орналасу шеңбері бойынша ернемектің жылжуы мен майысуына кедергісін. Майысу моменті M

$$B = T \cdot (B_n - B_{ш}) / 2 \text{ тең болуы мүмкін}$$

мұндағы N – тіреуіш бағандағы созылу күші;

D_b – шеңбердің диаметрі (бұрандамалық ойықтардың ортасы бойынша, 6.17-суретті қар.);

D_i – тіреуіш бағандардың диаметрі.

Бұрандамаларға әсер ететін күштерді анықтау кезіндегі осьтік күш N_b :

$$N_b = \frac{N \cdot k_p}{n}, \quad (6.52)$$

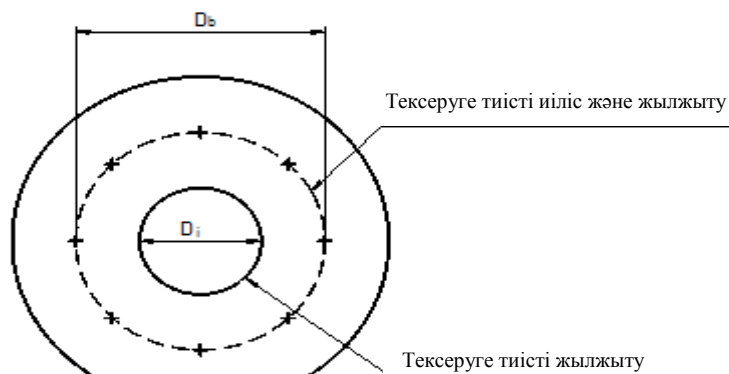
мұндағы n – бұрандамалар саны;

k_p – серіппе әсерінің коэффициенті:

$k_p = 1,2$ – бақылау тартылысы бар бұрандамалар үшін

$k_p = 1,8$ – тартылыс бақылауынсыз бұрандамалар ретінде қабылданған.

Барлық бұрандамалар қажуды есептеу кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-8. Талаптарына сәйкес бақылау тартылысымен болуы тиіс.



6.17 Сурет, бұрандамалы ернемектік қосылыс

6.4.3 [6.4.3] Анкерлік бұрандамалар

Егер қажу есепке алынатын болса, анкерлік бұрандамалардың алдын ала тартылуы қажет. Бұл жағдайда болаттың тиісті таңбалары қолданылуға тиіс. ҚР ҚН EN 1993-1-8 қар.

ЕСКЕРТПЕ Сондай-ақ алдын ала тартылуды таңдау бойынша серіппе күшінің эксцентриситет ережелерін, тартылу деңгейін және т.б. ҚР ҚН EN 1993-1-8 қар.

6.4.4 Дәнекерлік қосылыстары

6.4.4.1 Дәнекерлік жіктерінің тұрпаттары

ҚР ҚН EN 1993-1-8, көмекші құралдың 4.3.1÷4.4 Тармақтарына сәйкес конустық саңылауы бар, бұрыштық, түйісу және пісіру жіктерінің есебі келтірілген. Дәнекерлеу түйісу жіктері толық немесе шала дәнекерленген болуы мүмкін. Қосылыстар мен дәнекерлеу жіктерінің неғұрлым кең тараған түрлері EN 12345 келтірілген.

6.4.4.2 Бұрыштық пісіру жіктері

Бұрыштық дәнекерлеу жіктері 60° - 120° аралығындағы бұрышта орналасқан беттің дәнекерленген бөлшектерін қосу үшін қолданылуы мүмкін.

60° кем бұрышты қолдануға да жол беріледі, алайда бұл жағдайда бұрыштық дәнекерлеу жігін шала дәнекерленген түйісу ретінде қарастыру қажет.

Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің 120° артық салмақ түсетін қабілеттілігін ҚР ҚН EN 1990 D Қосымшасына сәйкес сынақпен анықтау қажет.

Қосылған элементтердің шеттерінде орналасқан бұрыштық пісіру жіктерін (артында немесе бүйірінде) үздіксіз және толық мөлшердегі қашықтықта, кем дегенде, жіктің екі катетіне енгізу қажет, егер қолжетімділік пен үйлесімділік оны орындауға мүмкіндік берсе.

Элементтің шеткі бөлігіндегі пісіру жіктерінің орналасуы сызбаларда көрсетілуі қажет.

Бір тарапты бұрыштық дәнекерлеу жіктерінде эксцентриситет болған жағдайда - ҚР ҚН EN 1993-1-8. 4.12-Қосымша бөлімін қар.

6.4.4.3 Дәнекерлік жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігі

6.4.4.3.1 Дәнекерлік жіктерінің ұзындығы

Дәнекерлеу жіктерінің тиімді ұзындығын ℓ толық тиімді а биіктігіндегі жікке тең ұзындық бойынша қабылдаған жөн. Оны жіктің толық тең ұзындығынан а қосарлы тиімді биіктікті шегеру арқылы қабылдау қажет. Дәнекерлеу жігінің тиімді ұзындығын төмендету талап етілмейді, жіктің басынан аяғына дейін алғанда, оның барлық ұзындығы бойынша толық мөлшері қамтамасыз етілген жағдайда.

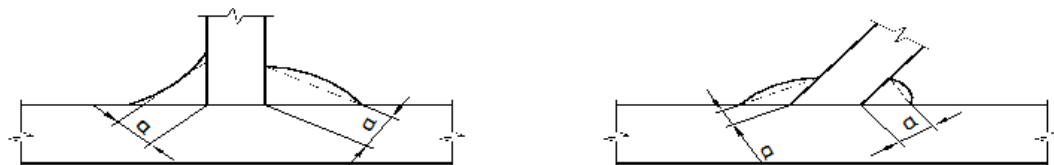
Тиімді ұзындығы 30 мм кем немесе дәнекерлеу жігінің 6 қалыңдығынан кем бұрыштық дәнекерлеу жігі салмақ түсетін жік болып табылады.

6.4.4.3.2 Дәнекерлік жігінің тиімді қалыңдығы

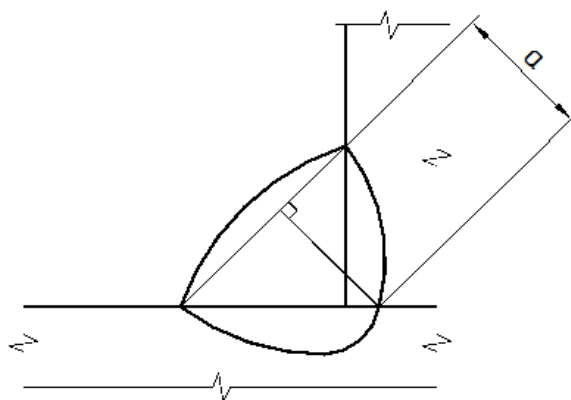
А Бұрыштық дәнекерлеу жігінің тиімді қалыңдығын жіктің қосылған беттері мен үшбұрыштың (тең қабырғалы немесе қабырғалары тең емес) оң бетінің арасындағы биіктікке тең қабылдау қажет, 6.18.- суретті қар.

Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің тиімді қалыңдығы 3 мм кем болмауы тиіс

Толық дәнекерленген бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің салмақ түсетін есептік қабілеттілігін анықтау кезінде жіктің қалыңдығын арттыру ескерілуі тиіс. 6.19.-суретті қар. Бұл ретте алдын ала сынақтар талап етілетін дәнекерлеудің қамтамасыз етілетінін дәлелдейді.



6.18 Сурет. Бұрыштық дәнекерлік жігінің қалыңдығы



6.19 Сурет. Толық пісірілген бұрыштық дәнекерлік жігінің қалыңдығы

6.4.4.3.3 Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау

Бұрыштық дәнекерлеу жігінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін 6.4.4.3.4-Тармақта келтірілген бағытталған әдіс бойынша немесе 6.4.4.3.5-Тармақта келтірілген жеңілдетілген әдіс бойынша анықтау қажет.

6.4.4.3.4 Бағытталған әдіс

Бұл әдісте ұзындығы дәнекерлеу жіктерімен берілетін күштер келесі құрамдас бөліктерге бөлінеді : дәнекерлеу жігінің бойлық осіне қатысты параллель және көлденең, сондай-ақ оның қиылысу жазықтығындағы қалыпты және көлденең құрамдас бөліктер.

Дәнекерлеу жігінің көлденең қиылысының есептік ауданы: $A_w = \Sigma a \cdot \ell_{\text{eff}}$ тең деп қабылданады.

Демек, дәнекерлеу жігінің көлденең қиылысының есептік ауданы оның түбірі арқылы өтеді деп санауға болады.

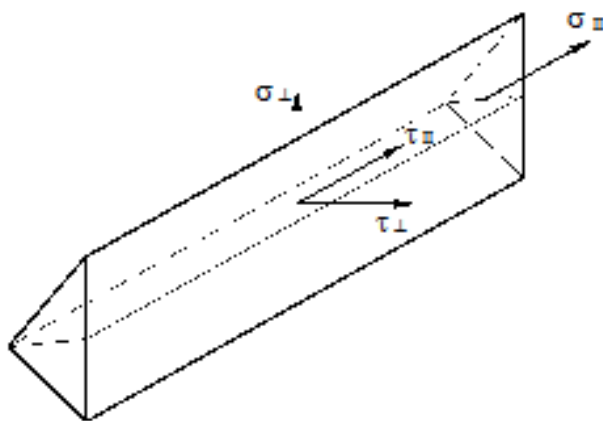
Кернеулерді келесі тәсілдер бойынша 6.20-суретте көрсетілген қалыпты және жанама кернеулерге әкелетін дәнекерлеу жігінің қиылысы бойынша біркелкі таратылған деп есептеуге болады:

σ_{\perp} – қалыпты кернеу, дәнекерлеу жігінің перпендикуляр қиылысы;

σ_{\parallel} – қалыпты кернеу, дәнекерлеу жігінің бойлық осіне параллель;

τ_{\perp} – жанама кернеу (дәнекерлеу жігінің қиылысу жазықтығында), дәнекерлеу жігінің бойлық осіне перпендикуляр;

τ_{\parallel} – жанама кернеу (дәнекерлеу жігінің қиылысу жазықтығында), дәнекерлеу жігінің бойлық осіне параллель.



6.20 Сурет. Бұрыштық дәнекерлік жігінің көлденең қиылысындағы кернеулер

Қалыпты кернеу σ_{\parallel} , дәнекерлеу жігінің бойлық осіне параллель, дәнекерлеу жігінің салмақ түсетін есептік қабілеттілігін тексеру кезінде есепке алынбайды.

Салмақ түсетін есептік қабілеттілік төмендегі екі шарт та орындалатын болса, жеткілікті деп есептеледі:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \text{ и } \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}, \quad (6.53)$$

мұндағы f_u – неғұрлым әлсіз қосылған элементтің уақытша кедергісінің номиналдық мәні;

β_w – 6.19-кесте бойынша қабылданған түзету коэффициенті.

Материалдарының беріктік сипаттамалары әр түрлі бөлшектер арасындағы дәнекерлеу жіктерін материалдың неғұрлым беріктігі төмен сипаттамаларын ескере отырып есептеу қажет.

6.20 Кесте. Бұрыштық дәнекерлік жіктеріне арналған түзету коэффициенті β_w

Болаттың стандарты мен таңбасы			Түзету коэффициенті β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275 H S275 NH/NLH	S275 H S275 NH/NLH S275MH/MLH	0,85
S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355 H S355 NH/NLH	S355 H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
S420 N/NL S420 M/ML		S420 MH/MLH	1,0
S460 N/NL S460 M/ML S460 Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

6.4.4.3.5 Бұрыштық дәнекерлік жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін анықтаудың жеңілдетілген әдісі

6.4.4.3.4-Тармақшаға балама ретінде, Бұрыштық дәнекерлеу жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін оның барлық күштерге тең әрекет ететін ұзындығы бойынша келесі шартты қанағаттандыратын болса, оны жеткілікті деп санауға болады:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}, \quad (6.54)$$

мұндағы $F_{w,Ed}$ – дәнекерлеу жігінің ұзындық бірлігіне әсер ететін сыртқы күштердің мәні;

$F_{w,Rd}$ – дәнекерлеу жігінің бірлігіне салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні.

Дәнекерлеу жігінің қиылысу жазықтығының бағытына қарамастан, қосмша күш бағытына қатысты дәнекерлеу жігінің ұзындық бірлігі бойынша есептік салмақ түсетін қабілеттілігін $F_{w,Rd}$:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \text{ формуласы бойынша анықтау қажет.} \quad (6.55)$$

мұндағы $f_{vw,d}$ – дәнекерлеу жігінің жылжуға есептік беріктігі.

Дәнекерлеу жігінің жылжуға есептік беріктігін $f_{vw,d}$:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}, \text{ формуласы бойынша анықтау қажет} \quad (6.56)$$

мұндағы f_u және β_w 6.4.4.3.4-Тармақшасында анықталған.

6.4.4.4 Түйісу дәнекерлік жіктері

Түйісу дәнекерлеу жігі деп егер қосылыстың барлық қалыңдығы бойынша металл жігі мен негізгі металдың дәнекерлеу тереңдігі мен балқытылуы қамтамасыз етілген толық дәнекерленген дәнекерлеу жігін айтуға болады.

Шала дәнекерленген түйісу дәнекерлеу жігіне негізгі металдың қалыңдығынан кем тереңдіктегі дәнекерлеу жігі жатқызылады.

Дәнекерлеу жіктерін үзікті түрде қолдануға жол берілмейді.

Шала дәнекерлеу бір тарапты түйісу пісіру жігінде эксцентриситет болған жағдайда ҚР ҚН EN 1993-1-8 4.12-Қосымша бөлімін қар.

6.4.4.5 Түйісу дәнекерлік жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігі . Толық дәнекерленген түйісу дәнекерлік жіктері

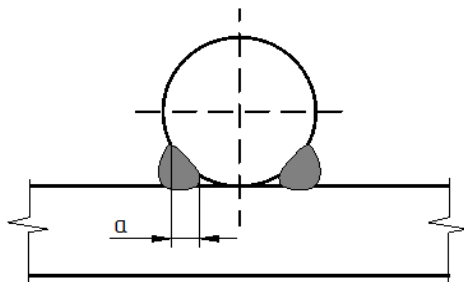
Толық пісірілген түйісу дәнекерлеу жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін қосылған бөлшектердің ең әлсіз бөлігінің салмақ түсетін есептік қабілеттілігін тиісті дәнекерлеу материалдарын қолдана отырып, дәнекерлеу жігінің аққыштығы мен уақытша кедергісінің созылуына тиесіі негізгі металдың мәндеріне тең етіп алғанда жеткілікті деп санауға болады.

Шала дәнекерленген түйісу дәнекерлеу жіктерінің есептік салмақ түсетін қабілеттілігін 6.4.4.3.2-Тармақшада келтірілген әдіспен толық дәнекерленген бұрыштық дәнекерлеу жігінің (6.19-суретті қар.)есебіне арналған әдіспен анықтауға болады.

Шала дәнекерленген түйісу дәнекерлеу жіктерінің қалыңдығы үлгілерді сынау кезіндегі тұрақты қол жеткізілген дәнекерлеу тереңдігінен аспауы тиіс, 6.4.4.3.2-Тармақшасын қар.

6.4.4.6 Конустық саңылауы бар дәнекерлік жіктері

Конустық саңылауы бар дәнекерлеу жіктерінің есептік биіктігі 6.21-суретте көрсетілген. Нысаны бойынша дәнекерлеу жігіне жақын есептік қалыңдықты анықтау үшін тік бұрышты қиылыстың тұйық профильдерінің дәнекерлеу жігін ҚР ҚН EN 1993-1-8, 7.3.1(7-Тармағын қар.)



6.21 Сурет. Конустық саңылау бар дәнекерлік жігінің тиімді биіктігі

6.4.4.7 Болат төсемді қолдану арқылы дәнекерлеу

Болат төсемді қолдану арқылы дәнекерлеу кезінде оның бетін дәнекерленген бөлшектің шетімен бірдейлестіру қажет.

Төсем арқылы екі бөлшекті дәнекерлеу кезінде дәнекерлеу жігінің катетінен кем қалыңдықты төсем қалыңдығына тең мәнге дейін арттыру қажет.

Қалыңдығы пісіру катетімен бірдей немесе одан артық әрбір бөлшекті есептік күшті беруге қажет деп саналатын төсемге жабыстыра пісіру керек.

6.5 [6.5] Діңгектерге арналған арнайы қосылыстар

6.5.1 [6.5.1] Діңгектің негізін біріктіру

Сфералық топсалық қосылыстың жаншуға есептік кернеуі топсалық тіреуіштерді жобалау нормаларна негіделуі тиіс, EN 1337-6. қар.

Сығылу аймағы алаңының сәйкестігін тексеру үшін, діңгек негізінің секцияларының бұрыштарындағы шынайы мәнді ескере отырып, майысу моменттерін анықтау үшін келесі ережелерді қолдану ұсынылады (6.22.-суретті қар.):

Егер діңгектің негізі топсалы тіреуіште орнатылған болса, діңгек осінің кез келген еңісінің бағытындағы түйісу нүктесіне шектеу қабылдаған жөн.

Эксцентриситеттер e_u және e_o (6.22-суретті қар.) келесі тәсілмен анықталады:

$$\begin{aligned} e_u &= r_1 \cdot \sin \psi_1 \\ e_o &= r_2 \cdot (\sin \psi_1 - \sin \phi) \end{aligned} \quad (6.57)$$

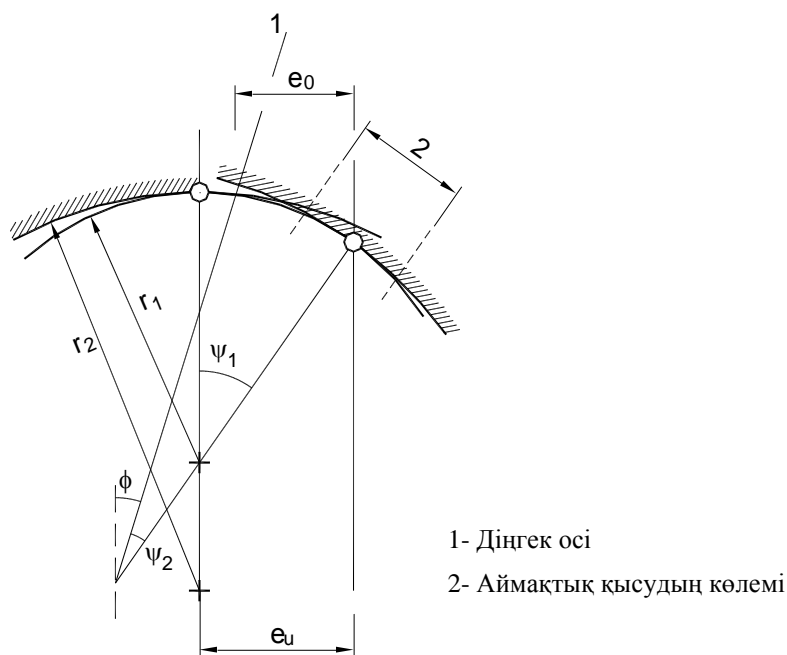
мұндағы r_1 – тіреуіштің томпақ бетінің радиусы;

r_2 – тіреуіштің иілген бөлігінің радиусы $r_2 > r_1$;

ϕ – негіздегі діңгек осінің еңісі.

$$\begin{aligned} \psi_1 &= \frac{r_2 \cdot \phi}{r_2 - r_1} \\ \psi_2 &= \psi_1 - \phi \end{aligned} \quad (6.58)$$

Егер радиус r_2 шексіз болса, онда бұл тегіс беттің мәні e_o тең деп қабылданады: $e_o = r_1 \cdot \phi \cdot \cos \phi$.



6.22 Сурет. Діңгек негізінің еңісінен туындаған эксцентриситеттер

Діңгек негізінің құралымы діңгектің базасы мен көлденең осінің қосылыстарын қамтамасыз етуі тиіс және діңгек осінің айналуын ұстап тұруы тиіс.

Діңгекті жобалау кезінде оның оқпанының қосылысы жағдайында іргетатың шөгуін, тартылыстардың іргетастары мен оқпанын есепке алу қажет.

6.5.2 [6.5.2] Тартқыштардың қосылыстары

Діңгекке немесе тартқыштардың іргетастарына жалғанатын барлық тартқыш қосылыстары көлденең және тік бағыттағы тартқыштардың еркін бұрылысын қамтамасыз етуі тиіс. ҚР ҚН EN 1993-1-11 қар.

Қосылыстарды жобалау және құралымдау кезінде тартқыш құралымдарының бейімділігін ескерген жөн..

ЕСКЕРТПЕ Әдетте, топсалы тіреуіштер ерекше жағдайларда қолданылуы мүмкін.

Барлық өзекшелер тиісті мүмкіндігімен бекітілуі тиіс, қолданылуы кезінде бір жақ бүйірге ығысудың алдын алу үшін.

Діңгектегі тартқышты бекітуге арналған бөлшек көлденең желдік жүктемеге, қалыпты тартқыш жазықтығына ықпалы ескеріле отырып, жобалануға тиіс.

Мұндағы пісіру қосылыстар пайдалану кезіндегі визуалды бақлаудың өткізілуін қамтамасыз етілетіндей құралымдалуы қажет.

Созудың мүмкін үзілуінен кейін бірден діңгекті есептеудің жоғарыда көрсетілген әдісі үш бағытта бекітілген діңгектерге қатысты қолданылады. Төрт (немесе артық) бағыттарда бекітілген діңгектерге қатысты сол қағидаларға негізделген ұқсас әдіс қолданылады.

Жобалаушылардың, тапсырыс берушінің және құзыретті органдардың келісуімен

үзілу кезінде туындайтын, жоғарыда көрсетілген динамикалық күш климаттық жүктеулермен құрастырылмауы тиіс.

2.3.7.2.3 [Е.3] Консервативті әдіс (артықпен есептеу)

Арқанның үзілуімен туындаған мұнараның діңгегі мен созуларындағы динамикалық күштер артығымен есептелуі мүмкін, бұл үшін келесі статикалық есеп қолданылады.

Үзілу алдында созуда әрекет ететін созудың көлденең құраушы күшін бұзылған созусыз діңгекке әсер ететін қосымша күш ретінде пайдалану қажет.

**7 ПАЙДАЛАНУ ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР.
МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР**

7.1 [7.1] Жалпы ережелер

Жабалау кезінде пайдалану жарамдылығы бойынша мынадай шекті жағдайлар аса маңызды:

- конструкцияны тиімді пайдалануға кері әсерін тигізетін ауытқулар мен бұрылыстар, оның ішінде антенналардың жұмыс жасауы немесе қызмет көрсету;
- берілетін сигналдың жоғалуын туғызатын дірілі, ауытқуы және тербелістер;
- салмақ көтермейтін элементтердің бұзылуын туғызатын деформация, ауытқулар, діріл, толқулар.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-3-1 Ұлттық қосымшасында қауіпсіздің коэффициентінің ұсынылған мәні ретінде $\gamma_m = 1,0$ қабылданды. Жел жүктемесінің қалыпты мәндері уақытында алынған ауытқулар мен бұрылыстардың шекті мәндері ҚР ҚН EN 1993-3-1 7-тарауының ұсыныстарына сәйкес жобалау уақытында ҚР қолданыстағы тиісті нормативтік құжаттар бойынша қабылдануы тиіс.

7.2 [7.2] Ауытқулар және бұрылыстар

7.2.1 [7.2.1] Талаптар

Ең жоғарғы ауытқулар және бұрылыстарды конструкцияға және қосымша элементтерге сипаттамалық әсер ету комбинацияларын пайдалану арқылы анықтау қажет.

Діңгектер және тартқыштары бар түтін мұржаларының ауытқулары және бұрылыстарын екінші тәртіпте әсер ету (ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.) және динамикалық әсер етулерді есепке ала отырып есептеу қажет.

7.2.2 [7.2.2] Шекті мәндерді анықтау

Шекті мәндерді анықтау конструкцияларды есептеу кезінде жүргізіледі. Тартқыштары бар діңгектер үшін есептеулер ҚР ҚН EN 1993-3-1 В қосымшасына сәйкес келетін осы көмекші құралдың 2.3.1 тармағына сәйкес орындау қажет.

Хабарландыру және жарықтандыру конструкцияларына қатысты қаралатын шекті

мәндер ретінде горизонталь ығысу және конструкцияның бетінің бұрылу мәндері алынады. Бағытталған антенналар үшін шекті мәндер бағытталған антеннаның бекіту нүктесінде орнатылады.

7.3 [7.3] Ауытқулар

Мұнаралар және діңгектерді: необходимо проверить на предмет:

- жел бағытындағы жел ағындары тудырған ауытқулар;
- призмалық, цилиндрлік немесе көлбеулік элементтері немесе қабықшасы бар діңгектер мен мұнаралардың құйынды ағындардан туындағы ауытқулары (жел бағытан перпендикр діріл тудырады);
- тартқыштардың дірілін тудыратын шоқырақтау;
- жел мен жаңбырдың әсерінен болған ауытқулар.

1 ЕСКЕРТПЕ Динамикалық әсер етулер туралы толық ақпарат EN 1991-1-4 және ҚР ҚН EN 1993-3-1 В қосымшасында, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1993-3-2 В қосымшасында баяндалған.

2 ЕСКЕРТПЕ Ауытқулар қажу бұзылуларының тез дамуына әкеп соғуы мүмкін, ҚР ҚН EN 1993-1-9 қар.

Егер керегелі мұнаралар және діңгектер немесе тартқыштары бар түтін мұржалары желден туындаған ауытқуларға шалдығатын болса (егер жобалау кезінде оларды төмендетудің өзге шаралары қабылданбаса), онда қажет болса, тәжірибеге сүйене отырып ҚР ҚН EN 1993-3-2 В қосымшасының нұсқауларына сәйкес демпфирлеу құрылғыларын орнатуды қарастырған жөн.

8 КЕШЕНДЕ СЫНАҚТАРМЕН ЖОБАЛАУ. МҰНАРАЛАР ЖӘНЕ ДІҢГЕКТЕР

8.1 [8(1) ÷ 8(4)] Жалпы ережелер

Сынақтар қоса жүретін жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1990 белгіленген ережелерді басшылыққа алу қажет.

Сынақтар мынадай жағдайларда қажет:

- барабар есептік модельдер болмаған кезде;
- біртекті конструкциялардың үлкен санын қолдану кезінде;
- жобалау кезінде қабылданған жорамалдарды тексеру үшін. ҚР ҚН EN 1990 D қосымшасын қар.

Егер δ_s конструкциялық өшудің 2.7 кестеде келтірілген логарифмдік декремент мәндері цилиндрлік элементтерден құралған, соларды қолдайтын немесе ұстайтын керегелі сүйеулер мен діңгектер үшін қолайсыз деп есептеледі, осы міндерді анықтау үшін сынақтар жүргізуге болады.

ЕСКЕРТПЕ δ_s анықтау бойынша басшылық ҚР ҚН EN 1993-3-2 D қосымшасына сәйкес келетін көмекші құралдың 17-тарауында келтірілген.

Негізгіден гөрі жоғары тәртіптегі ауытқулар түрі айтарлықтай маңызға ие, атап айтқанда, тартқыштары бар діңгектер үшін. Осыны конструкциялық өшудің логарифмдік декрементті анықтау кезінде есепке алу қажет.

Желсіздік, желді және көктайғақ уақытындағы қаралатын жүктеме шарттарына сәйкес ауытқулардың жиілігі де өзгеріп отыратындығын есепке алған дұрыс болады.

9 ҚАЗУ. МҰНАРАЛАР МЕН ДІҢГЕКТЕР

9.1 [9.1] Жалпы ережелер

Қажуды тексеру кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-9 ережелері қолданылады.

Керегелі мұнаралар мен діңгектердегі әлі есепке алынбаған қосымша моменттердің барлығының қажу беріктігіне ықпалын қарастыру қажет.

9.2 [9.2] Қажу жүктемесі

9.2.1 [9.2.1] Желілік тербелістер

Желілік тербелістерден кереге мұнаралардың қажуына (бүйірлік желдің әсерінен болған тербелістерді есепке алмай) екпінді желдің нәтижесіндегі ықпал бойынша есептеу орындаудың қажеттілігі жоқ.

ЕСКЕРТПЕ Тартқыштары бар діңгектер үшін элементтер бөлшектерінің санаты 71 Н/мм² асатын қажудың ұзақ уақытқа жарамдылығы желлілік тербелістерге ұшыраған құралымдарды 50 жылдан астам уақытқа жетеді деп есептелген.

Желілік тербелістерге қатысты осы көмекші құралдың 10÷18 Тарауларында келесі нормативтік құжаттардың ережелеріне сілтеме жасалған (даталанбаған сілтемелер үшін олардың өзгерістерін қоса алғандағы соңғы басылымын қолданады):

EN 1090 Болат және алюминий құралымдарды дайындау. Техникалық талаптар 2 бөлім

EN 10025 Легирленбеген құралымдық болаттан жасалған ыстықтай басылған бұйымдар. Жеткізудің техникалық шарттары

EN 10088 Тоттанбайтын болат

EN 13084-1 Еркін тұратын өнеркәсіптік түтиін мұржалары. 1 бөлім. Жалпы талаптар

EN ISO 5817 Пісіру. Болатты, никельді, титанды және олардың қорытпаларын пісіру кезіндегі (сәулелік пісіруді қоспағанда) пісіру жіктері. Жіктердің ақауларына қарай сапа деңгейлері [1.2(1)].

9.2.2 [9.2.2] Бүйірлік жел кезінде құйынның пайда болуынан туындайтын дірілдер.

Негізгіден гөрі жоғары тәртіптегі ауытқулар түрі айтарлықтай маңызға ие, атап айтқанда, тартқыштары бар діңгектер үшін. Осыны конструкциялық өшудің логарифмдік декрементті анықтау кезінде есепке алу қажет.

Желсіздік, желді және көктайғақ уақытындағы қаралатын жүктеме N шарттарына сәйкес ауытқулардың жиілігі де өзгеріп отыратындығын есепке алған дұрыс болады.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасындағы қажу ықпалдарын қар..

9.2.3 [9.2.3] Жекелеген элементтердің реакциясы

Бүйірлік желден болатын тербелістер салдарынан тозу жүктемесін бағалау кезінде қарқын әсерлерін есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Бүйірлік жел кезіндегі тербелістерден болатын қажу жүктемесін бағалау үшін осы көмекші құралдың ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасын қар. Икемділік шектеулері осы көмекші құралдың 6.3.3.2 және 6.3.3.3 тармақтарында келтірілген. Қажудың артуы тербелістердің туындауы жағдайындағы қысымның практикалық құралы болып табылады.

9.3 [9.3] Қажу беріктігі

Тартқыштары бар мұнаралардың, түтін мұржалары мен діңгектердің қажу беріктігін ҚР ҚН EN 1993-1-9 қар.

9.4 [9.4] Қауіпсіздікті бағалау

Қажуға арналған қауіпсіздікті бағалау ҚР ҚН EN 1993-1-9 8-Тарауына сәйкес:

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_E$ (18.1) қолдана отырып, жүзеге асырылады

мұндағы λ – $\Delta\delta_E$ к $N_c = 2 \times 10^6$ циклдарына көшудің баламалы коэффициенті
 $\Delta\sigma_E$ – кернеулердің шоғырлану коэффициенттерін есепке алатын N циклдарына жататын кернеу диапазоны (18.2 Қосымша бөлімін қар.).

Мұнда баламалы коэффициентті λ :

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}}, \quad (18.2) \text{ бойынша анықтауға болады.}$$

мұндағы m – S-N ауытқу еңісі.

9.5 Қажу беріктігіне арналған жеке коэффициенттер

Қажу беріктігіне арналған жеке қауіпсіздік коэффициенттері 3-Тарауда және 6.2 Қосымша бөлімде ҚР ҚН EN 1993-1-9 сәйкес келуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада коэффициенттердің сандық мәндері қабылданған : $\gamma_{FF} = 1,00$ и γ_{MF} 9.1 –кестеде келтірілген..

9.1 Кесте Қажу кедергісіне арналған жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің γ_{MF} ұсынылған мәндері

Бағалау әдісі	Бұзылу салдары	
	Шағын салдарлар	Ауқымды салдарлар
Бұзылу кезіндегі жұмыс қабілеттілігі	1,00	1,15
Қауіпсіз ресурс	1,15	1,35

9.6 [9.6] Тартқыштардың қажуы

Тартқыштардың қажу тәртібін тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-11 келтірілген тәртіпте жүргізіледі.

10 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

10.1 Қолдану саласы

10.1.1 Жалпы мәліметтер

ҚР ҚН EN 1993 өзге бөліктеріне және оларды қолдану саласына қажетті нормативтік-техникалық көмекші құралдар туралы ақпарат осы көмекші құралдың 1 Тарауында келтірілген.

10.1.2 ҚР ҚН EN 1993-3-2 жататын бөліктегі нормативтік-техникалық көмекші құралды қолдану саласы

10.1.2.1 Осы көмекші құралдың түтін мұржаларына қатысты 10÷18 Тарауларын дөңгелек немесе конустық қиылыстағы болаттан жасалған тік түтін мұржаларын жобалау кезінде қолданған жөн. Оларда еркін тұратын, аралық деңгейлерге сүйенетін немесе тартқыштармен бекітілген түтін мұржалары қарастырылған. [1.1(1) мұнда және одан әрі ҚР ҚН EN 1993-3-2].

10÷18 Тарауларының ережелері дополняют положения Тарауов 1÷9 Тараулардың ережелерін толықтырады.

19 Тарауда EN 1090 қосымша мұнараларды, діңгектерді және түтін мұржаларын дайындауға (салуға) арналған ақпарат келтірілген.

10.1.2.2 Осы көмекші құралдың 10÷18 Тараулары болаттан жасалған түтін мұржаларының кедергілеріне (беріктігіне, тұрақтылығына және қажуына) қойылатын талаптарды ғана қарастырады.

ЕСКЕРТПЕ Бұл контексте (яғни кедергілер) түтін мұржасы термині:

- a) түтін мұржаларының құралымдарына;
- b) мұнаралардың болат цилиндрлі оқпандарына;
- c) тартқыштары бар діңгектердің болат цилиндрлі оқпандарына [1.1(3)] жатады.

10.1.2.3 [1.1(4)] Химиялық ықпал, термодинамикалық сипаттамалар және жылумен оқшауландыру сияқты аспектілерге қатысты ережелер EN 13084-1 қарастырылған. Газ жіберетін (түнбалық) құбырларды жобалауды EN 13084-6 қар.

10.1.2.4 [1.1(5)] Болаттан жасалған түтін мұржаларына арналған темрі бетонды іргетастар ҚР ҚН EN 1992 және ҚР ҚН EN 1997 қарастырылған. Сондай-ақ EN 13084-1 4.7 және 5.4 қосымша бөлімдерін қар.

10.1.2.5 [1.1(6)] Желдік жүктемелер осы көмекші құралдың 2 Тарауында қарастырылған (ҚР ҚН EN 1991-1-4 ережелеріне сәйкес).

ЕСКЕРТПЕ Тартқыштары бар түтін мұржаларына арналған күштерді анықтау әдістері осы көмекші құралдың 2 Тарауында қарастырылған (ҚР ҚН EN 1993-3-1 ережелеріне сәйкес).

10.1.2.6 Осы көмекші құралдың 10÷18 Тараулары ҚР ҚН EN 1998-6 келтірілген сейсмикалық ықпалдарды есепке алу арқылы жобалаудың арнайы талаптарын қарастырмайды. . Сонымен қатар EN 13084-1 5.2.4.1-Тармақшасын қар. [1.1(7)].

10.1.2.7 [1.1(8)] Тартқыштар мен олардың айла-бұйымдарына арналған ережелер осы көмекші құралдың 1÷9 Тарауларында бегіленген (ҚР ҚН EN 1993-3-1 және ҚР ҚН EN 1993-1-11 ережелеріне сәйкес келтірілген).

10.1.2.8 [1.1(9)] Болаттан жасалған түтін мұржаларын дайындауға (салуға) қатысты EN 1090 2-бөліміне және EN 13084-1 сілтеме жасалуы қажет.

ЕСКЕРТПЕ Дайындауды (құрылысын) жобалау ережелерінің шарттарына сәйкес келуге тиіс орында дайындау сапасының стандарты мен қолданылуға тиесілі құрылыс материалдары мен бұйымдарының сапасын көрсету қажеттігі мағынасында қарастырады.

10.1.2.9 [1.1(10)] Осы көмекші құралдың 10÷18 Тарауларында келесі мәселелер қарастырылған:

- Тарау 10 Негізгі ережелер;
- Тарау 11 Жобалау негіздері;
- Тарау 12 Материалдар;
- Тарау 13 Ұзақ уақытқа жарамдылық;
- Тарау 14 Құралымдар есебі;
- Тарау 15 Сындық шекті жағдайлар;
- Тарау 16 Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайлар;
- Тарау 17 Сынаумен сүйемелденетін жобалау;
- Тарау 18 Қажу.

10.2 Нормативтік сілтемелер

Түтін мұржаларына қатысты осы көмекші құралдың 10÷18 Тарауларында келесі нормативтік құжаттардың ережелеріне сілтеме жасалған (даталанбаған сілтемелер үшін олардың өзгерістерін қоса алғандағы соңғы басылымын қолданады):

EN 1090 Болат және алюминий құралымдарды дайындау. Техникалық талаптар 2 бөлім

EN 10025 Легирленбеген құралымдық болаттан жасалған ыстықтай басылған бұйымдар. Жеткізудің техникалық шарттары

EN 10088 Тоттанбайтын болат

EN 13084-1 Еркін тұратын өнеркәсіптік түтиін мұржалары. 1 бөлім. Жалпы талаптар

EN ISO 5817 Пісіру. Болатты, никельді, титанды және олардың қорытпаларын пісіру кезіндегі (сәулелік пісіруді қоспағанда) пісіру жіктері. Жіктердің ақауларына қарай сапа деңгейлері [1.2(1)].

10.3 Қолдану шарттары

Осы көмекші құралдың 1.3 Қосымша бөлімін қар.

10.4 Қолдану қағидалары мен ережелерінің арасындағы айырмашылықтар

Осы көмекші құралдың 1.4 Қосымша бөлімін қар.

10.5 Терминдер мен анықтамалар

Осы көмекші құралдың 10÷18 Тарауларында жалпы қолдануға арналған ҚР ҚН EN 1990 келтірілген терминдер мен анықтамалар қолданылады.

Осы көмекші құралдың 1÷9 Тарауларына қосымша 10÷18 Тарауларда келесі анықтамалар қолданылады. Түтін мұржаларының құралымдары үшін қолданылатын анықтамалар 10.1. суретте көрсетілген.

Түтін мұржасы (chimney) – істен шыққан газдарды немесе өзге де газ тәріздес жану өнімдерін, ағынды немесе істен шыққан ауаны қоршаған ортаға шығаратын тік болат имарат немесе құрылыс құралымдары.

Еркін тұрған түтін мұржасы (self-supported chimney) – тіреуіш деңгейдің үстінен бір де бір құралыммен байланысы жоқ оқпанды ұстап тұрған түтін мұржасы.

Тартқышпен бекітілген түтін мұржасы (guyed chimney) – биіктігі бойынша бір немесе бірнеше деңгейде тартқыш арқылы бекітілген оқпанды ұстап тұрған түтін мұржасы.

Дара қабырғалы түтін мұржасы (single-wall chimney) – газ тәріздес жанған өнімдерді шығаратын оқпанды ұстап тұрған түтін мұржасы. Она может иметь теплоизоляционный слой и/немесе внутреннюю футеровку.

Қос қабырғалы түтін мұржасы (double-wall chimney) – болаттан жасалған сыртқы оқпаннан және газ тәріздес жану өнімдерін шығаратын бір ішкі газ жіберу құбырынан тұратын түтін мұржасы.

Көпоқпанды түтін мұржасы (multi-flue chimney) – құрылымы өзара байланысты бір немесе бірнеше түтін мұржаларынан тұратын топ немесе салмақ түсетін оқпан қабығының ішіндегі екі немесе бірнеше газ жіберу құбырларынан тұратын топ.

Газ жіберу құбыры (liner) – салмақ түсетін оқпан қабығының ішіндегі футерлеу жүйесінің құрылымдық элементі (мембрана).

Футерлеу жүйесі (lining system) – салмақ түсетін оқпан қабығынангаз тәріздес жану өнімдерін бөліп шығаратын жалпы жүйе. Ол бар болған жағдайда салмақ түсетін оқпан қабығы мен газ жіберу құбырының арасындағы аралықты, газ жіберу құбырын және оның тіреуіштерін іске қосады.

Салмақ түсетін оқпан қабығы (structural shell) – ернемектерді қоспағандағы, түтін мұржасының негізгі жүктеме салмағы түсетін болат құралым.

Аэродинамикалық құрылғы (aerodynamic device) – құралымдық бәсеңдетуді арттырмай құйынды қозғалысты азайту үшін түтін мұржасын жабдықтайтын құрылғы.

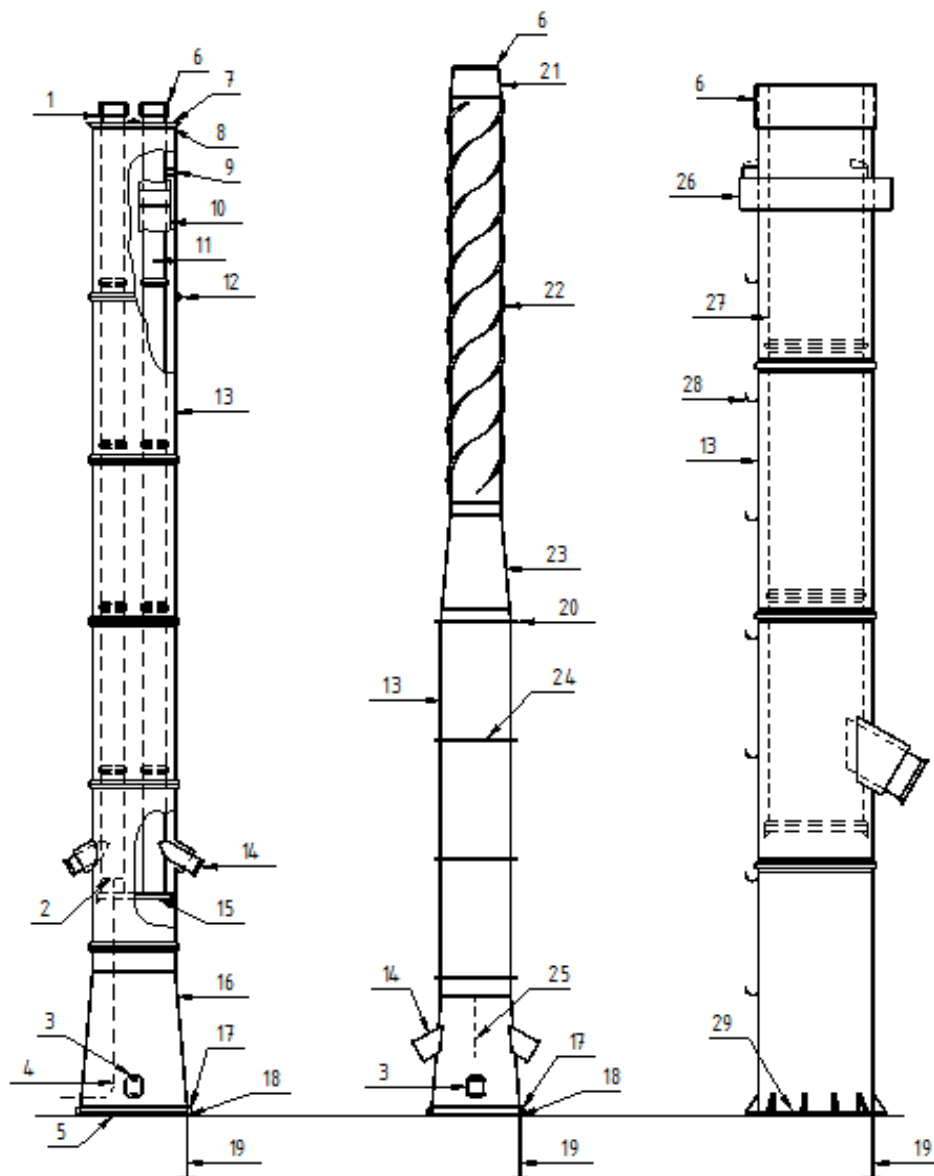
Бәсеңдету құрылғысы (damping device) – құралымдық бәсеңдетуді арттыру арқылы құйынды қозғалысты азайту үшін түтін мұржасын жабдықтайтын құрылғы.

Спойлер (spoiler) – бүйірлік желдің реакциясын азайту мақсатында түтін мұржасының бетіне орнатылған құрылғы.

Спираль тәріздес белдіктер, қаптамалар немесе белағаштар (helical strakes, shrouds or slats) – бүйірлік желдің реакциясын азайту үшін түтін мұржасының сыртқы бекітілетін құрылғы..

Тіреуіш плита (base plate) – түтін мұржасының негізіне бекітілген көлденең плита.

Іргетас бұрандамасы (anchor bolt) – түтін мұржасын іргетасқа бекіту үшін қолданылатын бұрандама.



Көп оқпанды
түтін мұржасы

Дара қабырғалы
түтін мұржасы

Қос қабатты қабырғалы
түтін мұржасы

1 – галстук; 2 – аралық құрылғы; 3 – тексеру қақпағы; 4 – кәріздік құбыр; 5 – негіз немесе салмақ түсетун тақта; 6 – басы; 7 – жоғарғы тақта; 8 – бастың бұрышы; 9 – бүйірлік тіреулер; 10 – минералды мақтамен оқшауландыру; 11 – газ жіберуші құбырла; 12 – жалғастырғыш ернемек; 13 – салмақ түсетін оқпанның қабығы; 14 – кіре беріс саңылау; 15 – газ жіберетін құбырдың негізі; 16 – негіздеме конусы; 17 – тірегіш шығыршық; 18 – тірегіш құралым; 19 – іргета бұрандамалары; 20 – мүмкін қаттылық шығыршығы; 21 – жоғарғы конус; 22 – спираль тәріздес аэродинамикалық тұрақтандырғыштар; 23 – аралық; 24 – жалғастырғыш ернемек; 25 – бөлгіш арақабырға; 26 – бәсеңдеткіш құрылғы; 27 – газ жіберетін құбыр; 28 – қапсырма-сатылар; 29 – тірегіш тақта

10.1 Сурет. Түтін мұржалары үшін қолданылатын анықтамалар

Қаттылық сақинасы (stiffening rings) – дайындау және тасымалдау үдерісінде түтін мұржасы қабығының сжәне дөңгелек нысанын сақтау үшін қолданылатын көлденең элементтер. Ойықтар мен саңылаулардың қатталығын қамтамасыз ету үшін қолданылатын көлденең элементтер құралым қабығын қисайту немесе еңістерін өзгерту кездерінде болуы мүмкін [1.5].

10.6 Символдар мен шартты белгілер

10.6.1 1-Тарауда белгіленген символдар мен шартты белгілерге қосымша ретінде, 10÷18 Тарауларда келесі негізгі белгілер қолданылады:

- c – тоттану шегі;
 - N – циклдар саны;
 - b – диаметрі;
 - d – бұрандама диаметрі;
 - h – биіктігі;
 - m – еңісі;
 - t – уақыты;
 - w – желдің қысымы;
 - ref – сілтеме;
 - crit – сындық шама;
 - ext – сыртқы;
 - F – жүктеме;
 - f – қажу;
 - int – ішкі;
 - lat – көлденең (бүйірлік жел);
 - top – жоғарғы бөлігі;
 - R – жарылыс;
 - Temp – температурасы;
 - λ – баламалық коэффициенті;
 - η – екіншіқатардағы тиімділіктерді есепке алу коэффициенті.
- 10.6.2 Қосымша белгілер алғашқы кездескен жерлерде анықталған [1.6].

11 ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

11.1 Талаптар

11.1.1 Негізгі талаптар

Түтін мұржасы тиісті әдіспен құрастырылған және техникалық жабдықталған болып табылатын жағдайларда, ҚР ҚН EN 1993-1-1, ҚР ҚН EN 1990 және EN 13084-1 белгіленген негізгі талаптарға сәйкес келетіндей болып жобалануы тиіс.

Тартқыштармен бекітілген түтін мұржалары құралымдарының жобасы ҚР ҚН EN 1993-3-1, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1993-3-2 [2.1.1] тиісті тармақтарына сәйкес әзірленуі тиіс.

11.1.2 Сенімділігі қамтамасыз ету

11.1.2.1 Түтін мұржаларының сындық шекті жай-күйін тексеру үшін олардың бұзылуының экономикалық және әлеуметтік мүмкін салдарларына қарай сенімділіктің әр түрлі деңгейі қабылдануы мүмкін [2.1.2].

11.1.2.2 [А.1] Болаттан жасалған түтін мұржаларның сенімділік сыныптамасы ҚР ҚН EN 1993-3-2 А Қосымшасындағы ұсыныстарға сәйкес, 11.1-кестеде келтірілген сенімділік сыныптарын қолдану арқылы орындалады.

11.1 Кесте. Түтін мұржаларына арналған сенімділік сыныптамасы

Сенімділік сыныбы	
3	Атом электр станциясы сияқты стратегиялық орындарда немесе қала үлгісіндегі тығыз орналасқан елді мекендерде орнатылған түтін мұржалары. Экономикалық және әлеуметтік салдарлардың әсерінен өте көп бұзылатын өнеркәсіптік елді мекендердегі биік түтін мұржалары
2	1 сыныпқа немесе 2 сыныпқа жатқызуға болмайтын орындардағы немесе өнеркәсіп пункттеріндегі қарапайым түтін мұржалары
1	Бұзылуынан залал туындамайтын ашық ауылда жерлерде орнатылған түтін мұржалары. Адам мекендемейтін жерлердегі биіктігі 16 м кем түтін мұржалары.

11.1.2.3 Жеке ықпалдық коэффициенттері түтін мұржасының сенімділік сыныбына қарай қабылданады. Тұрақты γ_G және ауыспалы γ_Q ықпалдарға арналған жеке коэффициенттердің мәндері 11.2 – кестеде келтірілген.

1 ЕСКЕРТПЕ Тұрақты γ_G және ауыспалы γ_Q ықпалдарға арналған жеке коэффициенттерді таңдау кезінде желдің ықпалдылығының басым әсерін есепке алуға болады.

2 ЕСКЕРТПЕ Желдің динамикалық есепке алу ықпалдылығын есептеу кезінде γ_Q ықпалдылық коэффициенті қолданылады [А Қосымшасы].

11.2 Кесте Тұрақты және ауыспалы ықпалдарға арналған жеке коэффициенттер

Ықпал ету түрі	Сенімділік сыныбы	Тұрақты ықпал	Ауыспалы ықпал
Қолайсыз	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Қолайлы	Барлық сыныптар	1,0	0,0
Апаттық жағдайлар		1,0	1,0

11.2 Шекті жағдайлар бойынша есептеу қағидалары

Осы көмекші құралдың 2.2. қосалқы тарауын қараңыз.

11.3 Қоршаған ортаның ықпалдары мен әсерлері

11.3.1 [2.3.1(1)] Жалпы ережелер

ҚР ҚН EN 1990 4-Тарауының жалпы талаптары орындалуы тиіс.

Түтін мұржаларының беріктігі мен төзімділігі 11.3.2 және 11.3.3 Тармақтарда қарастырылған ықпалдар бойынша тексеріледі.

11.3.2 [2.3.2] Тұрақты ықпалдар

Жеке салмағын есептеп шығау кезінде болаттан жасалған қралымның толық қалыңдығын тоттану салдарынан болатын шығынсыз есепке алған жөн.

Тұрақты ықпалдарға барлық тұрақты құралымдар мен фитингтерді, оқшаулануды, шаңнан болатын жүктемелерді, жабысқан күлді, жабындар мен өзге де жүктемелерді қоса алғандағы өзге элементтердің есептеу салмағы енгізілуі тиіс. Түтін құбыры мен оның футерлеу салмағын, егер маңызды деп табылатын болса, газ түріндегі ортаның жалғаспалы ықпалы мен футерлеу тығыздығының ылғалдылығын есепке ала отырып, ҚР ҚН EN 1991-1-1 сәйкес анықтайды.

11.3.3 [2.3.3] Ауыспалы ықпалдар

11.3.3.1 Уақытша жүктемелер

Алаңшалар мен қанаттас қоршауларға түсетін уақытша жүктемелер есепке алынуы қажет.

1 ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада келесі уақытша жүктемелер қабылданған:

– Алаңшаларға түсетін уақытша жүктемелер: $2,0 \text{ кН/м}^2$

– Қанаттас қоршауларға түсетін көлденең жүктемелер: $0,8 \text{ кН/м}$

2 ЕСКЕРТПЕ Өзге климаттық жүктемелер болмаған жағдайда. аталған жүктемелердің қолданылуына жол беріледі. [2.3.3.2]

11.3.3.2 [2.3.3.2;B.1] Желдің ықпалы

11.3.3.2.1 Жалпы ережелер

Желдің ықпалын осы көмекші құралдың 2-Тарауы және ҚР ҚН EN 1991-1-4 бойынша қабылдау қажет.

Желдік жүктемелер толығымен түтін мұржасының сыртқы беттеріне және қосалқы элементтерге, мысалы, сатыларға қолданылады. Әдетте, желдің бағытына әсер ететін соқпа желден туындайтын кедергі күшінен тысқары, түтін мұржаларының дірілін тудыратын құйын ағысының салдарынан болатын күштерді есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Сондай-ақ, тартқыштармен бекітілген түтін мұржаларына арналған ұсыныстарды осы көмекші құралдың 2.3.2-тармағынан қар.

Желдің өзге ықпалдарын, мысалы, жел қысымының біркелкі таралмауы (сопақшалануы) салдарын немесе интерференция әсерлерін, егер тиісті өлшемдер шамадан асып кетсе, есепке алу қажет, 14.2.1 - Тармақты қар.

Интерференциялық шоқырақтау немесе классикалық шоқырақтау әсерінен туындаған ықпалдар ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес бағаланады.

Егер түтін мұржалары желдің шамадан тыс ауытқуынан зақымдалатын болса, онда оны азайту үшін жобалау кезінде немесе бәсеңдету құрылғыларын орнату арқылы шаралар қолданылады, ҚР ҚН EN 1993-3-2 В Қосымшасына сәйкес келетін 11.3.3.2.2÷11.3.3.2.6 Тармақшаларды қар.

11.3.3.2.2 [B.2] Негіздеме болған жағдайда, стандартты аэродинамикалық және вибрациялық-инженерлік әдістердің көмегімен:

- спираль тәріздес белдіктер, спойлерлер мен қаптамалар сияқты аэродинамикалық құрылғылар;
- діріл жұтқыштар;
- бәсеңдеткіш құрылғылы арқандар;
- тікелей бәсеңдету (тіркелген нүктеде) сияқты жекелеген жабдықтарды немесе оларды үйлестіре қолдану арқылы дірілдерді азайтуға болады.

11.3.3.2.3 [B.2] Аэродинамикалық жабдықтар

Құйынды ағынның біркелкілігін бұзатын белдіктер, қаптамалар немесе белағаштар сияқты аэродинамикалық жабдықтарды ызалы күштерді азайту үшін қолдануға болады. Спираль тәріздес белдіктері бар болаттан жасалған түтін мұржаларын Скрутон саны 8-ден асқан жағдайда (ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасын қар), келесі өлшемдерді қолдана отырып жобалауға болады. Өзге аэродинамикалық жабдықтар үшін аэродинамикалық құбырдағы сынақ нәтижелері сияқты, аталған жабдықтардың тиімділігіне тәуелсіз дәлел келтіру қажет.

Егер спираль тәріздес белдіктер түтін мұржасының жоғарғы бөлігінде орналасса, онда түтін мұржасының жалпы биіктігіне арналған бүйірлік желді көтеру коэффициентінің негізгі шамасын c_{lat} :

$$\alpha = \left(1 - \frac{\ell_s}{h}\right)^3, \quad \text{алынған коэффициентке } \alpha \text{ көбейтуге болады.} \quad (11.1)$$

мұндағы ℓ_s – белдіктермен жабдықталған қабықтардың ұзындығы;

h – түтін мұржасының жалпы биіктігі.

(11.2) формуласын осындай спираль тәріздес белдіктердің геометриялық сипаттамалары төмендегідей болып табылған жағдайда қолданады:

- үшкірісті белдіктер;
- белдіктер қадамы $h_s = 4,5b$ -дан $5,0b$ дейін;
- белдіктердің ені $t = 0,10b$ -дан $0,12b$ дейін;
- белдіктер, кем дегенде, $0,3h$ құрайтын және, әдетте, $0,3h$ пен $0,5h$ аралығында

болатын ℓ_s ұзындығында орналасады. Сонымен қатар, белдіксіз $1,0b$ аспайтын (11.1) формуласындағы ℓ_s ұзындығына қосылуы мүмкін жоғарғы бөлікке рұқсат беріледі,

мұндағы b – түтін мұржасының диаметрі.

ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда келтірілген есептеуде ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасының 1-тәсілі қолданылады. Көлденең желдің амплитуд аларын есептеу кезінде K_w ұзындығының түзету (келтірілген) коэффициентін 1,0 тең деп қабылдайды (ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е-Тармақшасын қар).

Біріне бірі жақын орналасқан екі немесе одан көп бірдей түтін мұржаларына арналған белдіктер (11.2) Формуласында белгіленгеннен гөрі, тиімдірек болуы мүмкін. Егер түтін мұржалары арасындағы аралық орталық қашықтық $5d$ кем болса, онда құйындық ағысқа арналған белдіктерді қолдану әсерлеріне арнайы зерттеу жүргізу қажет, әйтпесе белдіктер тиімсіз болып есептеледі.

Белдіктермен немесе қаптамалармен қамтамасыз ету олар орналасқан түтін мұржасының қиылысу кедергісінің коэффициентін арттырады. Биіктігі түтін мұржасының 0,2 диаметрін құрайтын белдіктер үшін кедергі коэффициенті жалпы диаметрдің (яғни белдіктер биіктігін қоса алғандағы) 1,2 тең деп қабылданады.

11.3.3.2.4 [B.3] Динамикалық діріл жұтқыш

Дірілдерді азайту үшін динамикалық діріл жұтқышты, мысалы, берік тіреуіштегі көмекші салмағы бар дірілсөндіргішті, пайдалануға болады. Бәсеңдеткіш құрылғы құралымның бәсеңдетілуін арттыруға арналған бәсеңдеткіш және өзге де маңызды параметрлерді, меншікті жиілікті, салмақты есепке ала отырып, жобалануы тиіс.

Тиімді бәсеңдетудің талап етілетін қарқынын қажу әчерін есепке алғандағы, көлденең желдің дірілін талдау арқылы анықтайды.

Жүйенің жұмыс істеу қабілеттілігін, жиілік бейімділігін және бәсеңдеткіштігін тексеру үшін сынақтар жүргізу қажет. Алынған бәсеңдетудің жүргізілген талдауға сәйкес келетінін сынақтар арқылы белгілейтін сертификат дайындау қажет.

Егер бәсеңдеткіш құрылғыны орнату қажет болса, онда өндірушілер қандай уақыт аралығында бәсеңдеткіш құрылғыға бақылау және/немесе техникалық қызмет көрсету жүргізу қажеттігін анықтау қажет.

11.3.3.2.5 [B.4] Бәсеңдеткіш құрылғылы арқандар

Қосымша бәсеңдетуді қамтамасыз ету үшін бәсеңдеткіш құрылғылы арқандар қолданылады.

Осындай сөндіру жабдықтарының тиімділігін орнатылған түтін мұржасына жүргізілетін тиісті сынақтардың көмегімен дәлелдеу қажет.

Егер арқандардың ұштары берік бекітілген болса, онда арқанда қоса алғандағы құралым жобасының ең жоғары желдік жүктемесіне бағалау жүргізу қажет.

11.3.3.2.6 [B.5] Тікелей бәсеңдету

Түтін мұржасының жанында жеткілікті дәрежедегі биіктікте белгіленген нүкте болған жағдайда тікелей бәсеңдетуді түтін мұржасы мен қарастырылып отырған ауытқу нысанына арналған белгіленген нүктенің арасында бәсеңдету элементін орнату арқылы қамтамасыз етуге болады.

ЕСКЕРТПЕ Меншікті жиіліктері бірдей қосылған ұқсас түтін мұржалары үшін олардың қосылу салдарынан құралымның бәсеңдетілуін арттыруға жол берілмейді.

11.3.3.3 [2.3.3.3] Ішкі қысымдар

Егер төмен қысымның немесе жоғары қысымның нормадан ауытқуына әкелетін жағдайлар туындаса, онда бұл жағдайлар оқыс (апаттық) жүктемелер ретінде қарастырылады..

ЕСКЕРТПЕ Төмен қысымды қоршаған орта жағдайларының және жалпы ағын кедергісінен, мысалы, газ ағынының жылдамдығынан, газ тығыздығынан анықтауға болады, EN 13084-1, А Қосымшасын қар.

11.3.3.4 [2.3.3.4] Температуралық ықпалдар

Температуралық ықпал нақты газ ағынынан туындайтын әсерлерді қоса алғандағы, метеорологиялық жағдайлар мен пайдаланулардан шығатын температуралардың айырмасы әсерінен және құралым бойынша біркелкі тараған температурадан тұруы мүмкін.

Температуралық климаттық ықпалдарды ҚР ҚН EN 1991-1-5 қар.

Сонымен қатар нақты газ ағынын пайдалану әсерінен және оның салдарынан туындайтын температураны да есепке алу қажет, EN 13084-1 и EN 13084-6 қар.

11.3.3.5 [2.3.3.5] Мұзданудан болатын жүктемелер

Мұзданудан болатын жүктемелерге тартылған түтін мұржалары үшін мұздың тиісті қалыңдығын, оның тығыздығы мен таралуын анықтайды.

ЕСКЕРТПЕ Мұзданудан болатын жүктемелер үшін нақты ақпарат осы көмекші құралдың 2.3.2-Тармағында белгіленген (ҚР ҚН EN 1993-3-1 2.3.2-Тармағына сәйкес).

11.3.3.6 [2.3.3.6] Сейсмикалық ықпалдар

Сейсмикалық ықпалдар ҚР ҚН EN 1998-6 анықталады. Сондай-ақ EN 13084-1 қар.

11.3.3.7 [2.3.3.7] Тұтану

Түтін мұржасының ішіндегі тұтану қауіптілігін қарастыру қажет.

ЕСКЕРТПЕ Түтін мұржаларындағы тұтану:

– қосылған бойлер немесе пеш арқылы өтетін жанбай қалған отынның;

- соңы пеш құбырының жарылуына әкелетін көмірсутегінің жанбай қалған лақтырындысының;
- күйік қабаты мен күкірттің бөлінуінен;
- лтоқыма өнеркәсібі сияқты кез келген өндіріс қалдықтарының бөлінуінен, жақпа майлар мен конденсаттардың жалындауынан туындауы мүмкін.

Жүктемеге салмақ түсетін құралым тұтану ықпалының әсерінен туындайтын бұзылуға әкелмеуі тиіс және түтін мұржасының жанында олардың тұтану температурасына жеткенге дейін тұрмауы тиіс. Егер тұтану қауіптілігі туындайтын болса, тиесілі өртке қарсы жабынның болуы қамтамасыз етілуі тиіс. EN 13084-6 және EN 13084-7 қар.

11.3.3.8 [2.3.3.8] Химиялық ықпалдар

Химиялық ықпалдарды EN 13084-1 қар.

11.4 [2.4] Сындық шекті жағдайларды тексеру

Ықпалдардың есептік шамалары мен ықпалдардың комбинацияларын ҚР ҚН EN 1990 қар.

Жобалау кезінде сындық шекті жағдайлар мен қажуды бағалауға қосымша пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайдың шекті амплитудалары маңызды болуы мүмкін. (16 –Тарауды қар).

ЕСКЕРТПЕ Сындық шекті жағдайларға арналған жеке коэффициенттерді осы көмекші құралдың 11.1 Қосалқы бөлімінен қар.

11.5 [2.5] Геометриялық сипаттамалар

Құраымдық бөліктердің қаттылығы мен беріктігін, егер ол маңызды деп табылатын болса, тоттануға немесе температура ықпалына қойылатын шектеулерді ескере отырып, номиналдық геометриялық сипаттамаларды пайдалана отырып анықтайды, осы көмекші құралдың 12 және 14 Тарауларын қар.

11.6 Ұзақ уақытқа жарамдылығы

Ұзақ уақытқа жарамдылық талаптары қажу бағасын (18-Тарауды қар.) және қабықтың есептік қалыңдығын тиісті таңдалуын (13-Тарауды қар) және/немесе тоттанудан тиісті қорғалуын қамтамасыз етуі тиіс. Сонымен қатар ҚР ҚН EN 1993-1-1 4-Тарауын қар.[2.6].

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада құралым қызметінің есептік мерзімін 30 жыл деп қабылдау ұсынылған, егер техникалық тапсырмада өзге мән қарастырылмаса.

12 МАТЕРИАЛДАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

12.1 Жалпы ережелер

Жалпы ережелер ҚР ҚН EN 1993-1-1, ҚР ҚН EN 1993-1-3 және ҚР ҚН EN 1993-1-4, сондай-ақ осы көмекші құралдың 3-Тарауында мазмұндалған.

12.2 Құралымдық болат

12.2.1 [3.2.1] Материалдың қасиеті

Болаттың қоршаған орта температурасы мен жұмыс температурасы салдарынан механикалық қасиеттерінің өзгеруіне тиісті назар аудару қажет, 12.2.2-Тармақты қар.

400°C асатын температура үшін, балқып жылжу кезінде жарылысты болғызбас үшін, балқу жылжығыштығының әсерлерін қарастыру қажет.

Құралымдық болаттың тұтқырлық талаптарын ҚР ҚН EN 1993-1-10 қар.

12.2.2 [3.2.2] Құралымдық көміртекті болатты механикалық қасиеттері

S235, S275, S355, S420, S460 құралымдық көміртекті болаттың және атмосфералық тоттануға төзімді S235, S275, S355 болаттың механикалық қасиеттерін ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.

Болаттардың неғұрлым жоғары температура кезіндегі қасиеттері осы көмекші құралдың 12.1 және 12.2 кестелерінде келтірілген (EN 13084-7 сәйкес).

12.2.3 [3.2.3] Тоттанбайтын болаттың механикалық қасиеттері

400°C дейінгі температураға жарамды тоттанбайтын болаттың механикалық қасиеттерін ҚР ҚН EN 1993-1-4 қар. Неғұрлым жоғар температура кезіндегі қасиеттерін EN 10088 және EN 13084-7 қар.

12.3 Қосылыстар

Қосылыстардың материалдарын, пісіру материалдарын және т.б. осы көмекші құралдың 6-Тарауынан және ҚР ҚН EN 1993-1-8 [3.3] қар.

12.1– кесте. Температураға қарай аққыштық шегінің сипаттамалық мәндері ($f_{0.2}$ Н/мм²)

Болат түрі		Материалдың температурасы °С дейін																
Сок	Қысқарту	Материал																
EN 10025-2		20	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
S235JRG1		235	235	190	175	160	140	120										
S235JRG2		235	235	190	175	160	140	120										
S235J2G3		235	235	190	175	160	140	120										
S275JR		275	275	215	200	185	165	145	125	104								
S275J2G3		275	275	215	200	185	165	145	125	104								
S355J2G3		355	355	260	245	230	210	190										
EN 10025-2		Желдік келергі және шегендеу мұржасы																
S235JRW		235	235	190	175	160	140	120										
S235J2W		235	235	190	175	160	140	120										
S355J2WP		355	355	260	245	230	210	190										
S355J2G1W		355	355	260	245	230	210	190	170	140	120	85						
Использование		Ветровой щит и обсадная труба																
EN 10028																		
P265GH		255	247	232	215	197	181	166	154	145	80							
16Mo3		270	268	259	245	228	209	190	172	156	145	139						
13CrMo4-5		290	285	275	260	243	226	209	194	180	169	159	76					
10CrMo9-10		300	270	249	238	232	227	221	211	198	185	173	83	44				
Использование		Ветровой щит и обсадная труба																
EN 10088																		
X5CrNi18-10		195	177	157	142	127	118	110	104	98	95	92	90					
X6CrNiTi18-10		205	190	176	167	157	147	136	130	125	121	119	118					
X6CrNiMoTi17-12-2		215	202	185	177	167	157	145	140	135	131	129	127					
X2CrNiMo17-12-2		190	182	166	152	137	127	118	113	108	103	100	98					
X2CrNiMo18-14-3		190	182	166	152	137	127	118	113	108	103	100	98					
X1NiCrMoCu25-20-5		220	190	175	165	155	145	135	130	125	120	110	105					
Использование		Ветровой щит и обсадная труба																
EN 10095																		
X8CrNiTi18-10		205	190	176	167	157	147	136	130	125	121	119	118	110	77	45	30	15
X15CrNiSi25-21		230	190	176	167	157	147	136	130	125	121	120	112	105	77	50	37	23
X15CrNiSi20-12		230	190	176	167	157	147	136	130	125	121	120	120	120	85	50	35	20
Использование		Ветровой щит и обсадная труба																
		Только обсадные трубы																
		Мағыналары 40 мм қалыңдықтағы материал үшін келтірілген. Жоғарыда көрсетілген суықформалды материалдар үшін жарамды. Егер мағынасы жоқ болса, ондай жағдайда																

**12.2 Кесте. Серпімділік модулінің сипаттамалық мәндері (10^5 Н/мм²)
температураға қарай**

Тип стали			Материалдың температурасы °C дейін								
	Қысқарту	Материал	20	150	250	350	450	500	550	600	650 ÷ 1000
EN 10025-2	S235JRG1	1.0036	2,1	2,05	2,0	1,92					
	S235JRG2	1.0038									
	S235J2G3	1.0116									
	S275JR	1.0044									
	S275J2G3	1.0144									
	S355J2G3	1.0570									
EN 10025-5	S235JRW	1.8960	2,1	2,05	2,0	1,92	1,84	1,8			
	S235J2W	1.8961									
	S355J2WP	1.8946									
	S355J2G1W	1.8963									
EN 10028	P265GH	1.0425	2,1	2,05	2,0	1,92	1,84	1,8			
	16Mo3	1.5415									
	13CrMo4-5	1.7335									
	10CrMo9-10	1.7380									
EN 10088	X5CrNi18-10	1.4301	1,72,0 _a	1,641,94 ^a	1,561,86 ^a	1,491,79 ^a	1,421,72 _a	1,3851,685 ^a	1,351,65 _a	1,3151,615 _a	
	X6CrNiTi18-10	1.4541									
	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571									
	X2CrNiMo17-12-2	1.4404									
	X2CrNiMo18-14-3	1.4435									
	X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539									
EN 10095	X8CrNiTi18-10	1.4878	1,72,0 _a	1,641,94 ^a	1,561,86 ^a	1,491,79 ^a	1,421,72 _a	1,3851,685 ^a	1,351,65 _a	1,3151,615 _a	
	X15CrNiSi25-21	1.4841									
	X15CrNiSi20-12	1.4828									
асығымдылық кернеуін есептеу үшін											

13 ҰЗАҚ УАҚЫТҚА ЖАРАМДЫЛЫҚ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

13.1 [4.1] Тоттану шегі

Егер тоттану ықпалына шалдыққыш беттердің тоттану шегін жасаса, онда беріктік және қажу есептері тоттану ықпалына шалдыққан болаттың қалыңдығына негізделуі тиіс, егер тоттану ықпалына шалдықпаған қалыңдық кернеуді неғұрлым қолайсыз жағдайға әкелмейтін болса.

Тоттану шегі төменде көрсетілгендей, сыртқы (c_{ext}) және ішкі (c_{int}) шектердің қосындысына тең болуы тиіс. Бұл шектеулер барлық кезеңге немесе әрбір 10 жылдық кезеңнің бір бөлігіне қолданылады.

Жалпы шектеуді элементтердің беріктілігі мен төзімділігіне өйылатын талаптарды қанағаттандыруға қажетті қалыңдыққа қосады.

13.2 [4.2] Тоттанудың сыртқы шегі

13.2.1 Тоттанудың сыртқы шегі қоршаған орта жағдайларына сәйкес келуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада тоттанудың сыртқы шегіне c_{ext} арналған шамалар 13.1. Кестеде келтірілген қоршаған ортаның қарапайым жағдайлары үшін белгіленген. Агрессиялы қоршаған орта үшін осы шектеулердің шамасын әр жобада жеке қабылдау қажет.

13.2.2 Тоттанудың сыртқы шектерін ұзындығы $5b$ түтін мұржасының жоғарғы бөлігіне ғана қолданады, мұндағы b – түтін мұржасының сыртқы диаметрі. Егер түтін мұржасы түтін мұржаларына жақын жатқан өнеркәсіп ластануымен немесе тікелей теңізге жақындығымен ерекшеленетін агрессиялы қоршаған ортада орналасқан болса, онда шектердің ұлғайтылуын немесе қорғау шараларының қабылдануын қарастыру қажет.

13.2.3 Төмендегі шұраларды қолдану қажет:

- барлық қосылыстар ылғалұстағыштықты жоятындай немесе азайтатындай мүмкіндікте жобалануы тиіс. Мысалы, элементтердің бағдарын, шеткерілігін және кадам шамасын қарастыру қажет немесе осы қосылыстардың егжей-тегжейлі қолдануын қарастыру қажет;

- топырақ деңгейіндегі құралымды өсімдік өскіндерінен босатады;

- тікелей монолиттеудің немесе іргетас құралымдарының топырақпен ықпалдастығының немесе тұрақты ылғалдылықтың салдарынан тоттануға шалдыққыштығының әлеуетті мүмкіндігін азайту үшін жабындары болуы тиіс.

13.2.4 Атмосфералық тоттануға төзімді болатты қолдану кезінде 13.2.3 - Тармақта белгіленген шаралар қабылданады.

13.3 [4.3] Тоттанудың ішкі шегі

Болатқа арналған тоттанудың ішкі шегінің (c_{int}) шамалары EN 13084-7 сәйкес 13.2.- кестеде келтірілген.

13.1 Кесте. Тоттанудың сыртқы шегі (c_{ext})

Қорғау жүйесі	Ықпалға шалдығу уақыты	
	Алғашқы 10 жыл	Әрбір келесі 10 жылдық кезең
Сырланған көміртекті болат (қайта сырлау бойынша жоспарланбаған бағдарламасыз)	0	1 мм
Сырланған көміртекті болат (қайта сырлау бойынша жоспарланған бағдарламамен)	0	0 мм
Оқшауландырумен және су өткізбейтін қабықпен қорғалған сырланған көміртекті болат	0	1 мм
Қорғалмаған көміртекті болат	1,5 мм	1 мм
Атмосфералық тоттануға төзімді қорғалмаған болат (13.2.3 Тармағын қар.)	0,5 мм	0,3 мм
Қорғалмаған тоттанбайтын болат	0	0
Салмақ түсетін оқпан қабығының қорғалмаған ішкі беті және қосқабырғалы түтін мұржасындағы немесе көпқпанды түтін мұржасындағы газ жіберу құбырының қорғалмаған сыртқы беті (көміртекті болат немесе атмосфералық тоттануға төзімді болат үшін)	0,2 мм	0,1 мм

13.2 Кесте. Түтін газдарымен байланысты беттерге арналған тоттану жіберілімі

Болат тұрпаты			Конденсатқа төзімділігі	EN 13084-1 сәйкес химиялық тоттану сыныптары							
				Ағашқы 10 жыл				Әрбір келесі 10 жылдық кезең			
	Қысқарту	Материал		Төмен, L	Орташа, M	Жоғары, H	Өте жоғары, V	Төмен, L	Орташа, M	Жоғары, H	Өте жоғары, V
EN 10025-2	S235JRG1	1.0036	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	S235JRG2	1.0038									
	S235J2G3	1.0116									
	S275JR	1.0044									
	S275J2G3	1.0144									
	S355J2G3	1.0570									
EN 10025-5	S235JRW	1.8960	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	S235J2W	1.8961									
	S355J2WP	1.8946									
	S355J2G1W	1.8963									
EN 10028	P265GH	1.0425	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	16Mo3	1.5415									
	13CrMo4-5	1.7335									
	10CrMo9-10	1.7380									
EN 10088	X5CrNi18-10	1.4301	D	0,0	0,75	1,25	N	0,0	0,75	1,25	N
	X6CrNiTi18-10	1.4541	D	0,0	0,75	1,25	N	0,0	0,75	1,25	N
	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X2CrNiMo17-12-2	1.4404	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X2CrNiMo18-14-3	1.4435	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539	W	0,0	0,25	0,50	1,5	0,0	0,25	0,50	1,5
EN 10095	X8CrNiTi18-10	1.4878	D	0,0	0,75	1,50	N	0,0	0,75	1,50	N
	X15CrNiSi25-21	1.4841									
	X15CrNiSi20-12	1.4828									

N – рұқсат берілмейді

D – құрғақ күйінде пайдаланылады (су шығы нүктесінен жоғары)

W – ылғалды және/немесе құрғақ күйінде пайдаланылады (су шығы нүктесінен төмен)

Қышқыл шығының нүктесін EN 13084-1 стандартынан қар.

14 ҚҰРАЛЫМДАРДЫ ЕСЕПТЕУ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

14.1 [5.1] Ықпалдылық әсерлерін анықтау үшін түтін мұржаларын модельдеу

Әдетте, түтін мұржасының сындық шекті деңгейін тексеру кезінде салмақ түсетін оқпан қабығы мен газ жіберу құбырының мүмкін бірлесу жұмысын есепке алмайды. Керісінше, салмақ түсетін оқпан қабығының қауіпсіздігіне кері ықпал етуі мүмкін газ жіберетін құбырлардағы шектеулерді есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Салмақ түсетін оқпан қабығы мен газ жіберетін құбырдың өзара әрекетінен болатын бәсеңдету әсерлерін есепке алу қажет.

Газ жіберетін құбырдың беріктілігі мен төзімділігін салмақ түсетін оқпан қабығының өзгеруіне тиісті назар аудара отырып бағалайды.

Түтін мұржасының құралымында қолданылатын болаттың қаттылық және беріктік температурасының ықпалына тиісті көңіл бөлген жөн.

Түтін мұржасының қаттылығын есептеу кезінде тоттану ықпалына шалдыққан қабықтың қалдығын қолданады, егер тоттану ықпалына шалдықпаған қалыңдық кернеуді неғұрлым қолайсыз жағдайға әкелмейтін болса. Есептеуде 13.2 және 13.3 қосалқы бөлімдеріне сәйкес сыртқы және ішкі тоттану шектерін ескеру қажет.

14.2 [5.2] Ішкі тең әсерлі кереулер мен өзге де кернеулерді есептеу

14.2.1 [5.2.1] Құралым қабығын есептеу

Тең әсерлі кернеулер мен құралым қабығындағы кернеулерді есептеу ҚР ҚН EN 1993-1-6 келтірілген.

Әдетте, қабықтың сызықты-серпімділік есебін (LA) талдамалық жабдықтардың көмегімен я болмаса ақырғы элементтердің көмегімен қолдануға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТПЕ Цилиндрлік және конустық қабықтардың LA есебіне арналған ережелер мен формулалар ҚР ҚН EN 1993-1-6 белгіленген.

Бекітілмеген тік шеңберлі цилиндрлік қабықтарға арналған ішкі ықпал әсерінен туындайтын мембраналық кернеулерді шеңбер бойынша жел қысымының әркелкі бөлінуі салдарынан болатын майысу моменттерінен басқа, қабықтың майысу әсерлерін есептемеуге болатын, цилиндрді бір арқалық ретінде қарастыратын мембраналық теорияның көмегімен анықтауға болады.:

ЕСКЕРТПЕ Қабықтың әсерлерін есепке алмау өлшемдері Ұлттық қосымшада белгіленген. Қабылданған өлшемдер:

$$\ell / r_m \geq 0,14 \cdot r_m / t + 10, \quad (14.1)$$

мұндағы ℓ – жалпы биіктік;

r_m – қабықтың орташа радиусы (яғни табак қалыңдығының ортасына дейін);

t – тоттану әрекетіне шалдыққан табақтың қалыңдығы.

Ұзындық бірлігіне сақиналық майысу моменттерін шамамен:

$$m_y = 0,5 \cdot r_m^2 \cdot w_e \text{ анықтауға болады,} \quad (14.2)$$

мұндағы w_e – түтін мұржасының биіктігін z қабылдағандағы, ҚР ҚН EN 1991-1-4 5.1. Қосалқы бөлімі бойынша анықталған құралымның сыртқы бетіне ықпал ететін желдің қысымы,.

Жел қысымының салдарынан болатын сақиналық майысу моменттерін (25 м/сек дейінгі жел жылдамдығының базалық мәніне арналған (ҚР ҚН EN 1991-1-4 қар.)) бекітілген цилиндрлік қабықтарда есепке алмауға болады, мұндағы:

$$r_m / t \leq 160 \quad (14.3)$$

Қаттылығы сақиналармен бекітілген қабықтар үшін және қосылатын жерлерінде қаттылығы сақиналармен бекітілген цилиндрлік және конустық қабықтардың мембраналық кернеулерін ℓ/r_m және r_m/t қатынасына қарамастан, құралымды бір арқалық ретінде қарастырып отырған мембраналық теорияның көмегімен анықтауға болады. . Қабықтың майысу әсерлері, келесі жағдайдар сақталған жағдайда ескермей-ақ қоюға болады:

– жел қысымын қабылдау үшін орнатылған қаттылық сақиналары сақиналық майысу моменттерін есепке алынып жобалануы тиіс;

– цилиндрлік және конустық бөліктердегі қосылу желілерінде орнатылған қаттылық сақиналары меридионалды мембраналық күштердің еңісінен туындайтын тең әсерлі күштерді есепке ала отырып жобалануы тиіс.

Тең әсерлі кернеулер мен жоғарыда келтірілген есептеулер нәтижесінде алынған кернеулерді беріктікті тексеру үшін қолданады, 15.2.1 –Тармақты қар. және қабықтың бойлық төзімділігін тексеру үшін 15.2.2-Тармақты қар.

14.2.2 [5.2.2] Ақаулар

Еркін тұратын консольды салмақ түсетін түтін мұржаларының көлденең ақауларына жоғары бөлігінің (Δ , м) тігінен ауытқуы жағдайында рұқсат беріледі:

$$\Delta = \frac{h}{500} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}}, \quad (14.4)$$

мұндағы h – түтін мұржасының жалпы биіктігі, м.

Құралым қабығының жергілікті ақаулары ҚР ҚН EN 1993-1-6 келтірілген бойлық төзімділік шығыны кедергісінің формуласына енгізілген және оларды жалпы есептеу кезінде есепке алудың қажеті жоқ.

ЕСКЕРТПЕ Сондай-ақ тиісті геометриялық рұқсат шектерін осы көмекші құралдың 19-Тарауынан қар.

Түтін мұржасының өзге құралымдары элементтерінің ақаулары ҚР ҚН EN 1993-1-1 5.3.-Қосымша бөліміне сәйкес осьтік сығылу кезінде қарастырылады.

14.2.3 [5.2.3] Жалпы есептеу

14.2.3.1 Егер құралымның қабығы арқалық ретінде есептелетін болса, 14.2.1-Тармақты қар., онда есептеулерді арқалыққа арналған бірінші қатардағы жалпы теорияны қолдана отырып, жүргізуге болады, сонда :

$$\frac{N_b}{N_{crit}} \leq 0,10, \quad (14.5)$$

мұндағы N_b – қабықтың төменгі шетіндегі жалпы тік жүктеменің есептеу шамасы;
 N_{crit} – қабықтың төменгі шетіндегі бұзылудың серпімді сындық шамасы (ҚР ҚН EN 1993-1-6 қар.).

14.2.3.2 Егер құралым қабағы арқалық ретінде есетелетін болса, 14.2.1 – Тармақты қар., және екінші қатардағы жалпы теория қолданылса, онда арқалыққа арналған екінші қатардағы майысу моменттерін M'_b бірінші қатар моментінен M_b :

$$M'_b = M_b \cdot \left(1 + \frac{\eta^2}{8}\right) \text{ формуласы бойынша анықтауға болады.} \quad (14.6)$$

$$\text{мұндағы } \eta = h \cdot \sqrt{\left(\frac{N_b}{EI}\right)}, \quad (14.7)$$

мұнда h – қабықтың жалпы биіктігі;

EI – қабықтың төменгі шетіндегі майысу кезіндегі қаттылық.

Көрсетілген жеңілдетілген әдіс:

$$\eta \leq 0,8 \text{ және} \quad (14.8)$$

$$\frac{N_{top}}{N_b} \leq 0,10, \text{ болғанда ғана қолданылады,}$$

мұндағы N_{top} – қабықтың жоғарғы шетіндегі жалпы тік жүктеменің есептеу шамасы [5.2.3].

15 СЫНДЫҚ ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

15.1 [6.1] Жалпы ережелер

Жеке қауіпсіздік коэффициенті γ_M :

- жалпы немесе жергілікті бойлық майысу – γ_{M0} болмаған жағдайда, құралым элементтеріне арналған аққыштық шегі бойынша белгіленген кедергіні f_y ;
- жалпы немесе жергілікті бойлық майысу – γ_{M1} болған жағдайда, құралым элементтеріне арналған аққыштық шегі бойынша белгіленген кедергіні f_y ;
- созылу кезінде – γ_{M2} құралым элементтеріне арналған беріктік шегі бойынша белгіленген кедергіні f_u ;
- қосылыстар мен түйісулердің кедергілерін – ҚР ҚН EN 1993-1-8 қар. анықтау кезінде қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ Егер жобалау кезінде Еурокодта көрсетілген материалдар қолданылатын болса, ҚР ҚН EN 1993-3-2 ұсынылған жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің сандық шамаларын қолдану қажет: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M1} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$.

Егер жобалау кезінде жергілікті материалдар қолданылатын болса, онда сәулет және құрылыс істері бойынша уәкілетті орган ұйымынан осы материалдарды қолдануға арналған техникалық шарттарды алу қажет.

Түтін мұржаларының келесі сындық шекті жағдайларға тексереді:

- орнықты тепе-теңдік;
- құралым элементтерінің беріктігі;
- жалпы төзімділік;
- құралым элементтерінің жергілікті бойлық майысуы;
- құралым элементтерінің қажуы (қажет болған жағдайда аз циклды қажуды қоса отырып);
- қосылыстардың бұзылуы.

15.2 [6.2] Құралымның қабықтары

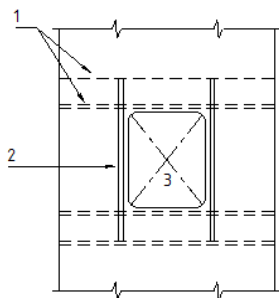
15.2.1 Беріктігін тексеру

15.2.1.1 Салмақ түсетін оқпан мен газ жіберетін құбыр қабықтарының беріктігі созылу кезіндегі пластикалық бұзылу немесе жарылудың шекті жағдайына тексерілуі тиіс.

Егер салмақ түсетін оқпан мен газ жіберетін құбыр қабығы ішкі ықпалдарға бір арқалық ретінде жобаланған болса, 14.2.1-Тармақты қар., оны қиысу сыныбын ескере отырып, ҚР ҚН EN 1993-1-1 немесе ҚР ҚН EN 1993-1-3 сәйкес тексереді.

Қалған жағдайларда салмақ түсетін оқпан мен газ жіберетін құбыр қабығын ҚР ҚН EN 1993-1-6 белгіленген әдістерге сәйкес тексереді.

15.2.1.2 Көлденең қиылыстың ойықтар мен саңылаулар арқылы (мысалы, қарау тесктері, газ жолдарын қабыстыруға арналған саңылаулар және т.б.) әлсіреуін қабықтың жергілікті төзімділігі мен қажу әсерлерін есепке ала отырып, тиісті мөлшердегі күшейту табактарының көмегімен орнын толтырады, нәтижесінде шеттердің айналасындағы қаттылық элементтері де пайдаланылуы мүмкін. (15.1-суретті қар.).



1 – қаттылықтың мүмкін сақиналары; 2 – қаттылықтың көлденең элементі; 3 – ойық

15.1 Сурет. Ойықтар мен саңылаулар жанындағы қаттылықты қамтамасыз ету

15.2.1.3 Қаттылықтың бойлық элементтерін пайдалану кезінде, егер жүктемелерден болатын меридионалдық (бойлық) кернеулердің бөлінуі қарастырылатын болса, астыңғы немесе үстіңгі тиісті ойықтардың жанында туындайтын қабық қабырғалары майысуының кез келген сақиналық кернеулері есепке қосылуын назарға алған жөн.

Қаттылықтың бойлық элементтері қабықтың негізгі аумағы бойынша кернеуін анықтауға болатындай жеткілікті дәрежеде ұзын болуы тиіс.

Жергілікті кернеуді бөлу деп, әдетте, қаттылық элементтері саңылаудың астынан немесе үстінен кем дегенде 0,8 ара қашықтығына немесе ойықтың 0,8 биіктігіне ең үлкен мәнді таңдайтындай талаптарды қанағаттандыратын мәндерді санауға болады және ойықтың ең үлкен бұрышы 120° құрауы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада түтін мұржасының оқпанындағы ойық үшін төмендегі шектеулер ұсынылған:

– Бір көлденең қиылыстағы құбырға екі газ жолы енгізілген жағдайда оларды бір осьтің қарам-қарсы жағына орналастыру қажет, егер үш газ жолы енгізілетін болса – бір-біріне 120° бұрышпен орналастырылғаны жөн, бұл ретте әлсіреудің бір көлденең қиылысудағы жиынтық көлемі болат құбырдың салмақ түсетін оқпанының 20 % асуға тиіс емес.

– Түтін мұржасына бірнеше газ жолдарын енгізу және олардың бір мезгілде жұмыс істеуі кезінде құбырдың төменгі бөлігіндегі немесе іргетас стақанындағы бөлу қабырғаларын немесе газ ағындарының өзара әсерінен тысқары бағытберуші келте құбырларды, сондай-ақ азайтқыш аэродинамикалық кедергілерді қарастыру қажет;

– Құбыр диаметрінің жартысынан аспайтын газ жолының диаметрінде ойық орны тиісінше күшейтілген құбырға газ жолын тікелей ойып енгізуге рұқсат беріледі. Ірі газ жолдарын ойып енгізу үшін түйіскен жерлерде цилиндр нысанды газ жолдарының биіктігі бойынша көлемі үлкен тік бұрышты нысанға тиісінше күшейтіліп көшірілуі мақсатқа сай болып табылады. Түтін мұржасымен кернеулескен жерлердегі газ жолы енгізілетін орын дөңгелек, сопақ немесе бұрыштары дөңгеленген нысанға ие болуы тиіс, бұл ретте оқпан қабығы қиылысының тең беріктілігін қамтамасыз ету мақсатында ойық периметрі бойынша табақтардың қоса дәнекерленуін күшейту қажет;

– Қажет болған жағдайда диаметрі үлкен бірнеше газ жолдары ойымдарының құбырмен қиылысуы әр түрлі деңгейде жүзеге асырылуы тиіс;

– Газ жолдарының құбырмен қосылған жерлеріндегі тұнбалық жіктерді немесе компенсаторларды алдын ала қарап отыру қажет.

15.2.1.4 Майысудан болатын сақиналық кернеулерді қабылдау үшін қаттылықтың бойлық элементтерінің соңындағы ойық жиектері бойынша бекітілген қосымша қаттылық сақиналарын қолданады.

Қаттылық сақиналарын ҚР ҚН EN 1993-1-6 [6.2.1] С Қосымшасына сәйкес тексереді.

15.2.2 [6.2.2] Тұрақтылықты тексеру

Құралым қабығының тұрақтылығын ҚР ҚН EN 1993-1-6 8-Тарауында белгіленген әдістерді қолдана отырып, көлденең тұрақтылық шығыны бойынша оның шекті жағдайына тексеру жолымен тексереді.

Егер сыртқы ықпалдарды есептеу кезінде құралым қабығын бір арқалық ретінде қарастыратын болса, 14.2.1 Тармақты қар., ҚР ҚН EN 1993-1-6 белгіленген кернеу есебінің қағидасын қолданады.

Егер арқалыққа арналған екінші қатардағы жалпы теорияны қолдану қажет болса, 14.2.3-Тармақты қар., онда қабықтың көлденең майысуын екінші қатардағы әсерлер жататын сығылудың меридионалды мембраналық кернеуімен жүргізеді..

15.3 [6.3] Түтін мұржасы құралымының өзге элементтерінің қауіпсіздігін бағалау

Түтін мұржасының өзекті элементтерінің беріктігі мен тұрақтылығын құралым қабығының бір бөлігі ретінде тексереді, 15.2. Қосымша бөлімді қар.

Қос қабырғалы түтін мұржаларындағы немесе көпоқпанды түтін мұржаларындағы газ жіберу құбырларының беріктігі мен тұрақтылығын салмақ түсетін оқпандардың қабығына ұқсас тексереді, 15.2. Қосымша бөлімді қар.

Егер қажет болса, онда газ жіберетін құбыр қабығының көлденең майысуына тексеруді пайдалану жарамдылығын тексеру сияқты жүргізуге болады, 16-Тарауды қар.

Егер түтін мұржасы құралымының салмақ түсетін жүктемесі өзге құралымдық элементтермен байланысты болса, онда ондай элементтер мен олардың қосылыстарының беріктігі мен тұрақтылығы 15.2 және 15.4 Қосымша бөлімдеріне сәйкес тексеріледі.

15.4 [6.4] Түйісулер мен қосылыстар

15.4.1 Жалпы ережелер

Түйісулер мен қосылыстардың есебі мен құрастырылуы 6.4 Қосымша бөлімде және ҚР ҚН EN 1993-1-8 келтірілген.

ЕСКЕРТПЕ Егер жобалау кезінде Егер жобалау кезінде Еурокодта көрсетілген материалдар қолданылатын қосылыстар пайдаланылса, онда осы көмекші құралдың 6.13 кестесінде келтірілген жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің ұсынылған мәндерін қолдану қажет.

Егер жобалау кезінде жергілікті материалдар қолданылатын болса, онда сәулет және құрылыс істері бойынша уәкілетті орган ұйымынан осы материалдарды қолдануға арналған техникалық шарттарды алу қажет [6.4.1].

15.4.2 Ернемекті бұрандамалық қосылыстар

15.4.2.1 Бұрандамалар мен ернемектегі кернеуді қабықпен берілетін жүктеменің эксцентриситетін ескере отырып есептеп шығарады.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада ернемекті бұрандамалық қосылыстарды жобалау бойынша келесі ақпараттар келтірілген:

Цилиндрлі секциялардың ернемекті түйісулерін (тек габаритті диаметрдің) рекомендуется мамандандырылған зауыттарда және имарат кері төменгі температураға ие аудандарда (толт.стік орындау) салынған жағдайларда немесе біліктілігі жоғары пісірушілер мен монтаждау пісіру жіктерінің сапасын жоғары бақылауға арналған техникалық мүмкіндіктер болмағанда жүзеге асыру ұсынылады.

Ернемектер үшін сапасы металдың қабатталу мүмкіндігін болдырмайтын, илем қалыңдығы бағытында кепілдендірілген механикалық қасиеттері бар қалың табақты болат қолданылады.

Түйісу жұмысының шарттары бойынша ең моментті құралымдық шешім құралым қабығына қатысты ернемек пен бұрандамалардың симметриялы орналасуы болып табылады.

Бұрандамалар орналасқан ернемек үшін тек құбыр сыртынан (15.4.2.3-Тармақшасының

жағайында) қабыққа қатысты бұрандамалардың симметриялы бекітілмеуінен болатын қосымша майысу моментін ескеру қажет (15.4.2.1 – Тармақшасын қар.). Ернемек қалыңдығын азайту үшін периметрі бойынша біркелкі орналасқан және тиісінше ернемекке және қабықтың қабырғасына дәнекерленген қысқа қабырғалар қолданылуы мүмкін. Қабырғалар екі қадамнан кем емес бомайтын қашықтықта мақсатқасай орналастырылуы тиіс.

Болат түтін мұржасы қабығының цилиндрлік және конустық бөліктерін, әдетте, қабырғасыз түйістіре пісіру арқылы қосу қажет.

Мұржаның цилиндрлік және конустық бөліктерінің ұштасқан жері, сондай-ақ құбыр қабырғасы қалыңдығының барлық өзгерген жерлері шеткері әсерден болатын қосымша кернеулерді есепке ала отырып, беріктігі тексерілуі қажет. Құбыр қабырғаларының қалыңдығы 4 мм кем болмауы тиіс.

Ернемекті қосылыстарды есептеу көмекші құралдың 6.4.2-Тармағында келтірілген ұсыныстар бойынша орындалуы тиіс.

15.4.2.2 Ернемектер құралым қабығына үзіліссіз дәнекерленуі тиіс. Үзікті пісіру қолданылмайды.

Беріктігі жоғары бақылау (алдын ала) керу бұрандамалары қолданылады.

Бұрандамалардың орталықтары арасындағы ең жоғары қашықтық 10d құрауы тиіс. Учитывая влияние утечки, ссылаясь на EN 13084-6 сілтеме жасай отырып, жылыстау әсеріескерілсе, қашықтықты азайту қажеттілігі туындауы мүмкін (мүмкін 5d дейін), мұндағы d – бұрандама диаметрі.

Бұрандаманың ең кіші диаметрі $d = 12$ мм құрауы тиіс.

15.4.2.3 Бұрандаларды бақылау болмаған жағдайда түтін мұржасының қызмет мерзімі бойында, ішкі ернемектерден, қашқақтайды.

Ернемектер құралым қабығына сәйкес келу үшін, сақинадан нысанында болуы тиіс. Ернемек пен құралым қабығының арасындағы кез келген саңылау пісіруге арналған техникалық жағдайларды қанағаттандыратындай болуы тиіс.

15.4.2.4 Бұрандамалар маңайындағы қабық кернеулерінің, ернемек пен қабықтың майысуының және мүмкін өзгеру салдарынан болатын қосымша кернеулердің шоғырлану мүмкіндігін ескеру қажет.

Қосылыстарды жобалау кезінде ернемекті қосылыстың температурасы мен температура өзгерісіне тиісті көңіл бөлу қажет[6.4.2].

15.4.3 Түтін мұржасын іргетаспен немесе тіреуіш құралыммен біріктіру

15.4.3.1 Болат қабықтың бетонды іргетаспен немесе тіреуіш құралыммен қосылуы аудару моментін, қабықтың негізінде туындаған және іргетақа берілген қалыпты күш пен жылжу күшін ұстануы тиіс.

15.4.3.2 Қосылыс тіреуіш тақта мен анкерлік бұрандамаларды қолдану арқылы орындалғанда, қабықпен берілетін жүктеменің эксцентриситетін ескере отырып, бұрандамалардағы жүктемелерді есептеп шығарады.

1 ЕСКЕРТПЕ Қажуды тексеруді 18-Тараудан қар.

2 ЕСКЕРТПЕ Егер аэродинамикалық немесе бәсеңдету құрылғыларын пайдалану арқылы тербелістер елеулі түрде азайса, бақылаусыз (алдын ала) керіліс бұрандамаларының қажу талаптарына сәйкес келуі мүмкін.

3 ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада қосылыстарды іргетаспен жобалау бойынша келесі акпарат келтірілген:

Еркін тұрған түтін мұржасының іргетаспен қосылысының құралымында желдік жүктеме ықпалымен құбырдың тігінен қосымша ауытқу мүмкіндігі болмауы тиіс.

Түтін мұржалары іргетасқа анкерлік бұрандамалармен бекітіледі, олардың орналасу геометриясы шын мәнінде ең кіші шектеулермен қамтамасыз етілуі тиіс. Шеңбердің доғасы бойынша бұрандамалар арасындағы қашықтық $15^{\circ} - 30^{\circ}$ аралығында қабылдануы тиіс.

Тіреуіш желінің мейлінше кең тараған құралымдық шешімі тіреуіш тақтаға бекітілген анкерлік бұрандамалардың құралым қабығына қатысты симметриялық орналасуы болып табылады. Тіреуіш тақта үшін, металдың мүмкін қабатталуын болдырмайтын қалыңдығы 40 мм дейінгі табақ болатты қолдану ұсынылады. Қажет болған жағдайда, ернемекке және қабыққаанкерлік бұрандамаларға жақын орналасқан қысқа тік қабырғалар дәнекерленеді. Мұндай тіреуіш желі ортаның агрессивті емес жағдайында және түтін мұржасының қызмет мерзімі бойында анкерлік бұрандамаларды кезеңдік тексеріп отыру мүмкіндігі болған жағдайда қолданылады.

Түтін мұржасының ішінде анкерлік бұрандамаларды орналастыру мүмкін болмаған жағдайда, мұржаны іргетасқа бекіту тек сыртында орналасқан анкерлік бұрандамалармен жүзеге асырылады. Бұл ретте құбыр қабығына қатысты орналасқан анкерлік бұрандамалардың симметриялы бекітілмеуінен болатын қосымша майысу моментін ескеру қажет. Бұл жағдайда тік қабырғалар, тіреуіш тақтаны күшейтуден тысқары, сыртқы сақина мен тіреуіш тақтаға көлденең құрамдас бөліктердің берілуін қамтамасыз етеді.

Нөлдік белгідегі мұржаның габариттік емес диаметрінде мұржа қабығын тіреуіш тақтаға пісіру және қабырғаларды пісіру құрастыруда орындалады және пісіру сапасының жоғары бақылануымен сүйемелденеді.

15.4.3.3 Егер болат қабықты іргетаспен қосудың өзге әдістері мысалы, қабықты тікелей бетон іргетасқа жалғастыру немесе бітеу қолданылатын болса, онда есептеу моделінің сенімді екенін дәлелдеу қажет және қабылданған әдіске жататын құралымның негізгі бөлшектерін ескеру қажет [6.4.3].

15.5 [6.5] Пісіру қосылыстары

Пісіру арқылы дайындалған болат түтін мұржаларындағы қосылыстарға қойылатын талаптарды көмекші құралдың 6.4.-Қосымша бөлімінен және ҚР ҚН EN 1993-1-8, ҚР ҚН EN 1993-1-9 и EN 13084-1 қар.

16 ПАЙДАЛАНУ ЖАҒДАЙЫ БОЙЫНША ШЕКТІ ЖАҒДАЙЛАР. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

16.1 [7.1] Жалпы нұсқаулар

Болат түтін мұржалары үшін пайдалану жарамдылығы бойынша келесі шекті жағдайларды қарастыру қажет:

– желдің бағытындағы және/немесе құралымның сыртқы түрінде немесе тиімді пайдалану кезінде жағымсыз көрініс беретін бұйырлық желдің бағытындағы дөзгерістер мен

ауытқулар;

– қасында тұрған құралымдарға ықпал етуі мүмкін дірілдер, тербелістер немесе шайқалулар;

– құралымға жатпайтын элементтердің бұзылу мүмкіндігін тудыратын дірілдер, тербелістер немесе шайқалулар.

Егер пайдалану жарамдылығы бойынша шекті жағдайларды қарастыратын тиісті тармақтарда жеңілдетілген сәйкестік ережелері белгіленсе, онда ықпал ету комбинацияларын қолдана отырып, нақты есептеулерді жүзеге асыру талап етілмейді.

ЕСКЕРТПЕ Жеке коэффициенттерді, әдетте, пайдалану жарамдылығы бойынша барлық шекті жағдайлар үшін 1,00 тең деп қабылдайды.

16.2 [7.2] Ауытқулар

ҚР ҚН EN 1991-1-4 анықталған еркін тұрған түтін мұржасының жоғары бөлігінің қарсы жел бағытындағы ең жоғарғы ауытқу шамасы δ_{\max} желдік жүктеменің сипаттамалық мәнінен шектелуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Егер техникалық жағдайларда өзге мән көрсетілмесе, онда Ұлттық қосымшада белгіленген шекті ауытқу шамасын қабылдау қажет:

$$\delta_{\max} = h / 50, \quad (16.1)$$

мұндағы h – түтін мұржасының жалпы биіктігі.

Еркін тұрған түтін мұржасының жоғары бөлігіндегі құйын ағынының салдарынан болатын діріл амплитудаларының ең жоғарғы шамасы шектелуі тиіс.

1 ЕСКЕРТПЕ Ең жоғары шамалардың анықталуын ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасынан қар.

2 ЕСКЕРТПЕ Сенімділік сыныптарын қолдану кезінде осы көмекші құралдың 11.1.2-Тармағына сәйкес көлденең жел дірілі амплитудаларының шекті шамаларын 16.1. Кестеге сәйкес қабылдау ұсынылады.

16.1 Кесте. Көлденең жел дірілінің ең жоғары амплитудаларына ұсыныстар

Сенімділік сыныбы	Көлденең жел дірілі амплитудаларының шекті шамалары	
3	0,05	сыртқы диаметрінің
2	0,10	сыртқы диаметрінің
1	0,15	сыртқы диаметрінің

17 СЫНАҚПЕН СҮЙЕМЕЛДЕНЕТІН ЖОБАЛАУ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

17.1 Жалпы ережелер

17.1.1 Сынақпен сүйемелденетін жобалау кезінде, необходимо руководствоваться положениями, установленными в ҚР ҚН EN 1990 белгіленген ережелерді басшылыққа алу қажет.

ҚР ҚН EN 1991-1-4 келтірілген логарифмдік сөну декрементінің озық шамаларын сынақ көмегімен растайды [8].

17.1.2 [D.1] Егер ҚР ҚН EN 1991-1-4 келтірілген логарифмдік сөну декрементінің озық шамаларын сәйкес емес деп санайтын болса немесе егер бәсеңдету құрылғыларын орнатқаннан кейін осы бәсеңдету құрылғыларының қолданылу нәтижелерін тексеру қажет болса, онда логарифмдік сөну декрементінің түтін мұржаларына арналған шамаларын анықтау үшін келесі нұсқаулықты басшылыққа алады.

17.1.3 [D.2] Логарифмдік сөну декрементін анықтау, ҚР ҚН EN 1991-1-4 F Қосымшасын қар.

17.1.4 [D.3] Логарифмдік сөну декрементін өлшеу әдісі

Өлшем дабылын түтін мұржасының жылдамдығынан, ауытқуынан, күштерінен немесе кернеулерінен алуға болады.

Өлшеудің әр түрлі әдістерін қолдануға рұқсат беріледі, мысалы, сөнудің ауытқу әдісі, автокорреляция әдісі немесе жолақ ені жартысының әдісі.

Өлшемге дірілдің жалпы энергиясының енетініне көз жеткізген жөн, сондықтан өлшеуді бір мезгілде ортогоналдық бағытта жүргізеді.

Өлшеу деректерін талдау кезінде дірілдің амплитудаға тәуелділігін есепке алады.

Сынақ кезінде құйын ағыны салдарынан болатын амплитуда түтін мұржасы амплитудасының жобасында есептелген шекте болуы тиіс немесе аталған бағалау амплитудасының бәсеңдетілуін қамтамасыз ету қажет.

Аэродинамикалық сөну ықпалын сынақ үдерісінде күшейтпе желдің болуы кезінде өлшенген шамадан шегереді. Аэродинамикалық сөнуді анықтауды EN 1991-1-4 F Қосымшасынан қар.

18 ҚАЖУ. ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ

18.1 Жалпы ережелер

18.1.1 Қарсы желдің немесе көлденең желдің күшінен шығатын кернеулер диапазонынан туындайтын қажудың мүмкін әсерлеріне көңіл аудару қажет.

ЕСКЕРТПЕ Көлденең желдің құйындық дірілдерінен болатын қажу, әдетте, жобалауды шарттастыратындықтан, қарсы жел күштеріне жататын қажуға, әдетте, тексеру жүргізілмейді.

Қажуды тексеруді ҚР ҚН EN 1993-1-9 қар.

18.1.2 Құралымның геометриялық нысанынан, мысалы, қосылыстың ерекше нысанында арналған немесе ойықтардан шығатын кернеулер болған жағдайда ҚР ҚН EN 1993-1-6 сәйкес кернеулердің шоғырлану коэффициенттерін қолдануға жол беріледі.

18.1.3 400°C артық температурада қолданылатын ыстыққа төзімді легирленген болаттардан дайындалған түгін мұржалары үшін, температура әсерінен қажудың бұзылуына әкелетін бұзылулардың қосылуын қосымша ескеру қажет.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада 400°C артық температура кезіндегі қажу бойынша келесі қосымша ақпарат келтірілген.

Жоғары температура салдарынан туындайтын кернеулер, әсіресе, қаттылық қабықтары мен қабырғаларындағы температура айырмашылығының салдарынан туатын кернеулердің шоғырлану аймағында өте қауіпті. Температуралық режимнің өзгеруі кезінде әр кез сайын қайталанатын әр түрлі сипаттағы жергілікті кернеулердің пайда болуы мүмкін жеке табақтар арасындағы жылу берілісі кезіндегі жарылыстар салдарынан болатындықтан, көп қабатты табактық құралымдардағы температуралық кернеулерге ерекше назар аудару қажет.

18.1 – Кестеде әр түрлі температурадағы болаттардың қажу сипаттамалары бойынша ақпарат келтірілген.

18.1 Кесте. Әр түрлі температурадағы болаттардың қажу сипаттамалары

Температура в °С	Созылу кезіндегі аққыштық шегі %-бен	Кернеудің симметриялық циклы кезіндегі шыдамдылық шегі %-бен (тегіс үлгілер үшін)
20	100	100
100	100	95,8
200	108,3	106,6
300	110,3	136,8
400	83,5	115,1
500	59,3	50,3

Температураның ықпалын азайтушы шаралар ретінде:

- футерлеу құрылғысын жылумен оқшауландыру;
- құралымдық шешімдерді қабылдау;
- температуралық кернеулердің есебі ұсынылады.

18.1.4 Бұл бөлім тоттанудан қажуды қарастырмайды [9.1].

18.2 [9.2] Қажу жүктемесі

18.2.1 [9.2.1] Қарсы желден болатын тербелістер

Қарсы желден болатын тербелістер салдарынан тозу жүктемесін бағалау кезінде қарқын әсерлерін есепке алу қажет.

ЕСКЕРТПЕ Қарсы жел кезіндегі тербелістерден болатын қажу жүктемесін бағалау үшін осы көмекші құралдың 9.2.1-Тармағын қар.

18.2.2 [9.2.2] Көлденең желден болатын тербелістер

Көлденең желден болатын тербелістер салдарынан тозу жүктемесін ең жоғары кернеу диапазондарынан анықтауға болады.

ЕСКЕРТПЕ Кернеу диапазондары мен циклдар санын анықтау үшін 11.4 Қосымша бөлімін және ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е Қосымшасының 1.5.2.6 Тармақшасын қар.

Биіктігі 3 м кем түтін мұржалары үшін қажуды тексеру жүргізілмейді.

Егер түтін мұржасы желінің сындық жылдамдығы құйынның туындауы салдарынан 20 м/сек асатын болса, онда жер деңгейінен 16 м төмен корреляциялық ұзындықты есепке алмайды, ҚР ҚН EN 1991-1-4 қар.

Неғұрлым жоғары нысандарды, егер аталған нысандар үшін желдің сындық жылдамдығы шекті шамадан төмен болып табылса, қарастыру қажет (ҚР ҚН EN 1991-1-4 қар).

18.3 Көп циклды қажу кедергілері

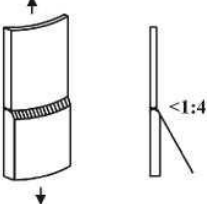
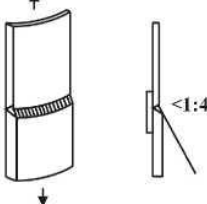
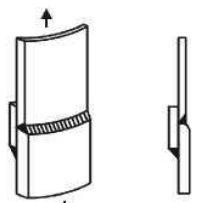
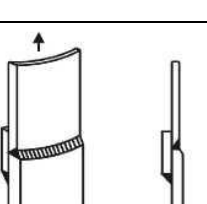
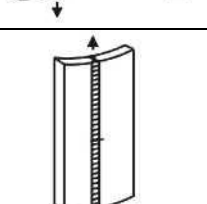
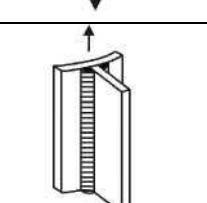
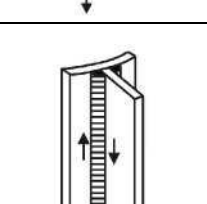
18.3.1 [9.3(1)] Түтін мұржаларының пісіру қабықтары құралымдарының бөлшектеріне арналған қажу кедергілерінің кестелерін ҚР ҚН EN 1993-1-9 қар.

ҚР ҚН EN 1993-1-9 қолдану жөніндегі нұсқаулықты және қажу кедергісінің ұлғайтылуын пісіру жіктерінің сапасына сәйкес 18.3.2 және 18.3.3 Тармақтарынан қар.

18.3.2 [C.1] ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.1÷8.5-кестелерінен бөлшектің тиісті санатын іріктеу кезінде қабық бөлшектерін 18.2-кестеде белгіленген жазықтық ретінде қарастыруға болады.

Қажу ықпалына ұшыраған пісіру жіктері сапасының ең төмен деңгейі EN ISO 5817 сәйкес C сапасының деңгейі болып табылады.


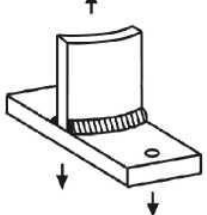
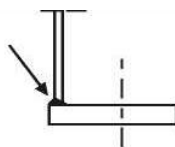
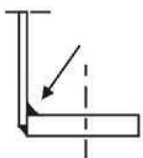
18.2 Кесте. Бөлшектердің санаты бойынша бөлшектерді бөлу

Сілтеме	Бөлшек суреті	Сипаттама
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.3 Кесте 4 және 7 бөлшек		Қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары. Екі жағынан орналасқан түйісу пісіру жігі (жік түбірін қоса пісіру)
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.3 Кесте 14 бөлшек		Қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары. Бір жағында ғана орналасқан түйісу пісіру жігі
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.3.- Кесте 16 (< 1:4) бөлшек		Қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары. Тұрақты тегіс төсемде орналасқан түйісу пісіру жігі
50 бөлшегінің санаты		Қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары. Бір жағында ғана орналасқан түйісу пісіру жігі
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.2 - Кесте 10 бөлшек		Қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары. Үзіліссіз пісіру жігі
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.2 Кесте 1, 2, 3, 5 және 7 бөлшек		Үзіліссіз көлденең қосылыс
ҚР ҚН EN 1993-1-9 Кесте 8.5 8 бөлшек		Жылжыту күші арқылы үзіліссіз көлденең қосылыс (Көлденең үзіліссіз қосылыстар, сондай-ақ осы жағдайда қар.)

18.2 Кесте. Бөлшектердің санаты бойынша бөлшектерді бөлу (жалғасы)

Сілтеме	Бөлшек суреті	Сипаттама
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.4 Кесте 6 және 7 бөлшек		Үзіліссіз көлденең қосылыс
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.4 Кесте 6 және 7 бөлшек		Қысқа көлденең қосылыс. (Сондай-ақ үзік жіктері бар үзіліссіз көлденең қосылыстарға арналған)
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.5 Кесте 1, 2 және 3 бөлшек		Толық пісірілмеген дәнекерлу жіктері бар айқаспа тәріздес қосылыстар.
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.4 Кесте 9 бөлшек		Пісіру қосылысының негізгі металға ықпалы
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.4 Кесте 2 бөлшек		Көлденең қосылыстар
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.4 Кесте 1 бөлшек		Қысқа көлденең қосылыстар
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.2 Кесте 8 бөлшек		Үзік жіктері бар үзіліссіз көлденең қосылыстар

18.2 Кесте. Бөлшектердің санаты бойынша бөлшектерді бөлу (жалғасы)

Сілтеме	Бөлшек суреті	Сипаттама
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.5 Кесте 6 және 7 бөлшек		Күшейткіш пластинка (өзге бөлшектермен немесе оларсыз)
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.5 Кесте 1, 2 және 3 бөлшек		Бұрыштық пісіру жігімен/түйісу пісіру жігімен негіздеме
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.5 Кесте 11 бөлшек		Түйісу пісіру жігімен ернемекті қосылыс. Бұрандамаларды орнату бойынша ҚР ҚН EN 1993-1- 8 қар.
ҚР ҚН EN 1993-1-9 8.5 Кесте 12 бөлшек		Бұрыштық пісіру жігімен ернемекті қосылыс. Бұрандамаларды орнату бойынша ҚР ҚН EN 1993-1- 8 қар.

18.3.3 [C.2] Сапаға қойылатын негізгі талаптар салдарынан қажу беріктігін арттыру

Егер сапаға қойылатын жоғары талаптар қолданылатын болса және сапаға қойылатын бұл талаптар нәтижесінде қажу беріктігінің артуына әкелетін болса, онда ҚР ҚН EN 1993-1-9 белгіленген санатқа қарағанда, жоғары бөлшек санатын қолдануға жол беріледі, егер бұл тиісті сынақтар көмегімен тексерілген болса.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшаға сәйкес, егер В сапасының деңгейі қолданылатын болса, келесі бөлшектер үшін қажу беріктігін арттыруды қарастыруға болады:

- екі жақтан да түйіске пісіру жіктері бар қабықтағы көлденең түйісу қосылыстары (пісіру жігі түбірінің пісірілуімен);
- үздіксіз пісіру жігі бар қабықтағы бойлық түйісу қосылыстары;
- жылжу күшімен немесе онысз үздіксіз бойлық біріктіру;
- толық пісірілмеген пісіру жігі бар айкаспа тәріздес қосылыстар.

18.3.4 Табақтың қалыңдығына арналған тоттану шегін қолдану кезінде тоттанудан қорғану жүйесінің орнына бөлшектерді бөлшектер санаттарының кестесінде белгіленген шамадан бір санатқа төмен жіктейді (ҚР ҚН EN 1993-1-9 7.1-суретті қар.).

18.4 [9.4] Қауіпсіздікті бағалау

Қажуға арналған қауіпсіздікті бағалау ҚР ҚН EN 1993-1-9 8-Тарауына сәйкес:

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_E$ (18.1) қолдана отырып, жүзеге асырылады

мұндағы $\lambda = \Delta\delta_E$ к $N_c = 2 \times 10^6$ циклдарына көшудің баламалы коэффициенті
 $\Delta\sigma_E$ – кернеулердің шоғырлану коэффициенттерін есепке алатын N циклдарына жататын кернеу диапазоны (18.2 Қосымша бөлімін қар.).

Мұнда баламалы коэффициентті λ :

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}}, \quad (18.2) \text{ бойынша анықтауға болады.}$$

мұндағы m – S-N ауытқу еңісі.

18.5 [9.5] Қажуға арналған жеке коэффициенттер

Қажу беріктігіне арналған жеке қауіпсіздік коэффициенттері ҚР ҚН EN 1993-1-9 3-Тарауының және 6.2.-Қосымша бөлімінің нұсқауларына сәйкес қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада коэффициенттердің сандық шамалары 9.1.-кестеге сәйкес:
 $\gamma_{ff} = 1,00$ и γ_{mf} белгіленген.

19 КӨМЕКШІ ЭЛЕМЕНТТЕР ЖӘНЕ ӨЗГЕ АЙЛА-БҰЙЫМДАР. ДАЙЫНДАУ (ҚҰРЫЛЫС)

19.1 Көмекші элементтер және өзге айла-бұйымдар. Мұнаралар мен дінгектер**19.1.1 Сатылар, алаңшалар және т.б.**

Сатылар, алаңшалар, қоршаулар және өзге де айла-бұйымдар тиісті нормалар бойынша өолданылуға тиіс.

Сатылар, алаңшалар, қоршаулар және өзге де айла-бұйымдарды (көтеру құрылғыларын және т.б.) дайындау кезінде имараттардың тағайындалуына қарай ОСТ 45.27 талаптарын және өзге де ведомстволық құжаттардың талаптарын басшылыққа алу қажет. Бұл ретте, сатыларды диафрагма-алаңшаларда тігінен көшуімен жобалау қажет. Диафрагмалар арасындағы қашықтық 12 м артық болған жағдайда, арнайы аралық алаңшаларды алдын ала қарастырған жөн. [D.4.1].

19.1.2 Найзағайдан қорғау

Мұнараларды, дінгектеді және тартқыштарды нөсерден қорғау максатында жерге тиімді тұйықтау қажет. Ол топыраққа орналастырылған металл қазықтар мен тақталарға іргетасты сақиналап қоршай бекітілген металл таспамен қамтамасыз етілуі мүмкін. Тартқыштардың анкерлері де осыған ұқсас тәсілмен қорғалуы тиіс.

Жерге тұйықтау жүйесі болатқұралымды тұрғызғанға дейін орнатылуы тиіс, құрастыру үдерісінде жерге тұйықтау жүйесіне арналған қосылыстарды алдын ала қарастыру қажет.

Егер барлық құралымдық қосылыстар электрлі түрде байланысқан болса, қосымша қосылымдардың қажеті жоқ.

Найзағайдан қорғау имараттардың тағайындалуына қарай, жеке әзірленген жоба бойынша РД 34.21.122, ВСН-1, РД 45.162 және өзге де ведомстволық құжаттарға сәйкес орындалуы тиіс [D.4.2].

19.1.3 Авиациялық жарық кедергісі және күндізгі таңбалау

Әуе кемелерінің қозғалысы үшін қауіптілік тудыратын имараттардың ҚР азаматтық авиациясындағы әуежай қызметі жөніндегі тәлімдемеге сәйкес орындалатын жарық кедергісі және күндізгі таңбалауы (түсі бойынша кезектесетін жолақтармен бояу) болуы тиіс. Бұл талаптар тиісті іс-шараларға сәйкес жобада ескеріледі [D.4.3].

19.1.4 Бүлдірушіліктен қорғау

Жобада, қажет болған жағдайда және Тапсырыс берушінің келісімі бойынша, ауыспалы алаңшаларды айналып өтуде тіреуішке бөтен адамның кіруіне кедергі келтіретін бүлдірушілікке қарсы құралымдардың тіреуіштерін металл құралымдарда орнатуды қарастыру талап етілуі мүмкін [D.4.4].

19.2 Дайындау (құрылыс). Мұнаралар мен дінгектер

19.2.1 [F.1] Жалпы ережелер

Мұралар мен дінгектерді дайындау және монтаждау EN 1090 2 – бөліміне сәйкес жүргізіледі.

Аталған стандарттың F Қосымшасының талаптарына сәйкес тоттанудан қорғау беттерді дайындау және жүйелерді қолдану немесе мырыштау арқылы сырлау немесе металмен қаптау көмегімен жүзеге асырылады. Тоттанудан қорғау талаптары жұмыстарды орындау ерекшелігінде, пайдалану сипаттамаларының ерекшелігінде немесе қолданылған қорғау өңделімі бойынша жұмыс сипаттамаларына қойылатын талаптарды көрсетілуі тиіс.

Пайдалану сипаттамаларының ерекшелігінде:

- EN ISO 12944-1 бойынша тоттанудан қорғаудың күтілетін мерзімі;
- EN ISO 12944-2 бойынша тоттану белсенділігінің санаты көрсетілуі тиіс.

Пайдалану сипаттамаларының ерекшелігі сонымен бірге сырлаудың немесе мырыштаудың артықшылығын анықтай алады.

Егер тоттанудан қорғаудың күтілетін мерзімі және тоттану белсенділігінің санаты көрсетілсе, лға қойылатын талаптарды осы шарттарға сай келетіндей етіп, қалдыру қажет.

Сырлау EN ISO 12944-7 стандартына сәйкес орындалуы тиіс.

Мырыштауды EN ISO 1461 стандартына сәйкес орындау қажет.

19.2.2 [F.2] Бұрандамалы қосылыстар

Мұнаралар мен дінгектердегі барлық бұрандамалы қосылыстар пайдалану кезінде тығырықтардың босауынан қорғалған болуы тиіс.

Қажу ықпалының қажеттілігін ескеретін орындарда элементтердегі бұрандамалық ойықтар бұрғылап тесілген болуы тиіс.

Дәлдігі жоғары бұрандамаларды, беріктігі жоғары бұрандамаларды немесе EN 1090-2 стандартында келтірілгенге қарағанда неғұрлым қатаң шектегі бұрандамалық ойықтарды қолдануға болады(19.2.4.2-Тармақшаны қар.)

19.2.3 [F.3] Пісіру қосылыстары

Құралым бөлшегінің қажу кедергісінің сыныбын таңдау кезінде рұқсат берілетін пісіру жіктерінің сапасы (9.3 Қосымша бөлімді қар.) құралымның жұмыс сызбаларында көрсетілуі тиіс.

EN 1090-2 7-Тарауына сәйкес, пісіру жағдайлары бойынша EN ISO 3834 немесе EN ISO 14554 стандарттарының тиісті бөлігінің талаптарына сәйкес орындалуы тиіс. Пісіру жұмыстарын жүргізу жоспары EN ISO 3834 стандартының тиісті бөлігінің талаптарына сәйкес өндірістік жоспарлаудың бір бөлігі ретінде ұсынылуы тиіс.

Орындау сыныптарына сәйкес EN ISO 3834 стандартының келесі бөліктері қолданылады:

- EXC1: 4 – бөлім «Сапаға қойылатын алғашқы талаптар»;
- EXC2: 3 – бөлім: «Сапаға қойылатын стандартты талаптар»;
- EXC3 и EXC4: 2 – бөлім: «Сапаға қойылатын кешенді талаптар».

Пісіру қажеттілігіне қарай EN ISO 15609, EN ISO 14555 немесе EN ISO 15620 стандарттарының тиісті бөлігіне сәйкес пісіру технологиясына (WPS) арналған ерекшеліктің қолданылуымен аттестатталған технологиялар негізінде орындалуы тиіс. Дәнекерленген компоненттер EN 1090-2 стандартының 10 және 11 Параграфтарында келтірілген талаптарға жауап беруі тиіс.

19.2.4 [F.4] Рұқсат берулер**19.2.4.1 [F.4.1] Жалпы ережелер**

Дайындау кезінде EN 1090-2 келтірілген рұқсат берулерді сақтау қажет.

Егер EN 1090-2 келтірілген рұқсат берулер құралымның жұмыс істеу талаптарына сәйкес келмейтін болса, неғұрлым қатаң рұқсат берулерді қолдану қажет.

19.2.4.2 [F.4.2] Монтаждауға берілетін рұқсаттар**19.2.4.2.1 [F.4.2.1] Кереге көз мұнаралар**

Мұнара төбесінің ең жоғары ығысуын көрсету қажет.

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада мұнаралар төбесінің құралымдарының аяқталған монтаждаумен шекті ауытқуын ҚР қолданысындағы тиісті нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес, бірақ ұсынылған шамадан аспайтындай көлемде қабылдау қажеттігі ескертілген.

Мұнара төбесінің ең жоғары ауытқуын мұнара биіктігінің 1/500 бөлігінен аспайтындай мөлшерде қабылдау ұсынылады.

Соңғы теңестіруді температуралық ықпалды есепке ала отырып, қалыпты жағдайда жүргізу қажет.

19.2.4.2.2 Тартқыштары бар дінгектер

Жобалау кезінде құралымның желдің ауыспалы жылдамдығына сезімталдығын тартқыштарды ақырғы теңестіру немесе тарту кезінде анықтау қажет.

ЕСКЕРТПЕ Әдетте, егер мұндай операциялар желдің жылдамдығы 5 м/сек асатын кезде жүргізілсе, температуралық ықпалды есепке ала отырып, желдің ықпалының орнын толтыру мақсатында, есептерді орындау қажет.

тартқыштарды ақырғы теңестіру немесе тарту, әдетте, төменгі босау ярусынан басталады.

ЕСКЕРТПЕ Дінгек оқпаны осінің шекті ауытқуы және тартқыштардың монтаждық тартылыстары бойынша берілетін рұқсаттар ҚР қолданысындағы тиісті нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес, бірақ ұсынылған шамадан аспайтындай көлемде қабылдау қажет.

Келесі мәндер ұсынылады:

а) Дінгектің орталық осінің соңғы жағдайы дінгек негізі биіктігінің 1/500 бөлігіне тең радиустағы дінгек негізінің басында тігінен орналасқан конус шегінде болуы тиіс. Бұл антенналардың немесе антенналық керегелердің тартқыштарына жатқызылмайды.

б) Аталған ярустың барлық тартқыштарының бастапқы тартылуына тең қолданылатын көлденең құрамдас бөлшектер орташа көлденең құрамдас бөлшектің 5 % аспауы тиіс. Аталған ярустың барлық тартқыштарының бастапқы тартылуы ешқандай жағдайда есептеу мәнінен көп дегенде 10 % артық айырмашылығы болуы тиіс емес, ҚР ҚН EN 1993-1-11 қар.

в) Тартқыштардың екі ярусының арасындағы дінгек оқпанының ең жоғары бастапқы ауытқуы $L/1000$ болуы тиіс, мұндағы L – қарастырылып отырған ярустар арасындағы қашықтық.

г) Монтаждаудан кейін дінгекке орнатылған тартқыштардың үш келесі қосылысының теңестірілуіне берілетін рұқсат $(L_1 + L_2)/2000$ мәнімен шектелген, мұндағы L_1 және L_2 – дінгек оқпанының екі жүйелі ұшуының ұзындығы.

19.2.4.3 [F.4.3] Тартуға қоылатын шектеулер

Монтаждаудан кейін тартқыштарды орнатылған жеріндегі нақты температураны есепке ала отырып, жобалық есептеулерге сәйкес тарту қажет, ҚР ҚН EN 1993-1-11 қар.

Тартқыштар дірілінің туындау мүмкіндігін азайту үшін, желсіз ауа райында тарту жүргізу қажет, әрбір тартқышты тарту бұзу жүктемесінің 10 % кем болуы тиіс.

1 ЕСКЕРТПЕ Биіктігі шамалы дінгектерге қатысты бұлмән арттырылуы мүмкін.

2 ЕСКЕРТПЕ Қозғалыссыз ауада тартудың төменгі деңгейі тартқыштардың шоқырақтауына әкелуі мүмкін.

19.2.5 [F.5] Тартқыштарды алдын ала созу

Тартқыштардың серпімді жағдайын қамтамасыз ету үшін, алдын ала созу қажет (анкерлеуге дейін). Мұны, егер қолайлы мүмкіндіктер болса, жабдықтаушының өндірісінде, құрылыс алаңында жасауға болады, ҚР ҚН EN 1993-1-1 қар.

ЕСКЕРТПЕ Алдын ала созудың қажеттілігі келесі тартылулардың жоспарланған бағдарламасына, қолданылатын арқандар мен темір арқандардың тұрпаты мен мөлшерлеріне, сондай-ақ ауықуларға бейімділігіне байланысты болады.

Алдын ала тарту бұзу жүктемесінің 10 %-дан 50 % дейінгі құрамдас бөлігінің тартқышына жүктемені циклдық қосу арқылы жүргізіледі. Циклдар саны 10-нан кем болмауы тиіс. Бұл үдерісті жүктемелік тартқышты шкив арқылы жібере отырып орындауға болмайды.

19.3 Дайындау (құрылыс). Түтін мұржалары

19.3.1 [E.1] Жалпы ережелер

Түтін мұржаларын EN 1090-2 дайындау стандартына сәйкес дайындайды және құрастырады. изготавливают и монтируют в соответствии со стандартом на изготовление. Применяют особые требования для дымовых труб, установленные в EN 13084-7 белгіленген түтін мұржаларына арналған ерекше талаптарды қолданады.

Жобалау кезінде 19.3.2-Тармақта белгіленген дайындау рұқсаттарын есепке алады.

ЕСКЕРТПЕ ҚР ҚН EN 1993-3-2 белгіленген беріктік пен тұрақтылық ережелері , 19.3.2-Тармағында белгіленген дайындаудың ерекше рұқсаттарына қол жеткізілетін болжамдарға негізделген.

Бұрандамалармен бекітуге дейін бір-бірімен қабыстыру кезінде ернемектер арасындағы аралықтар 1,5 мм аспауы тиіс.

Ернемектер тегіс болуы тиіс, рұқсат етілетін ауытқулары ені 100 м болғанда 0,5 мм болуы тиіс және шеңбер бойындағы мүмкін ауытқу 1,0 мм асуы тиіс емес.

ДСалмақ түсетін тақтасы мен іргетас бұрандамаларымен дайындалған түтін мұржалары үшін, тақта мен іргетас арасына тұнбаланып отырмайтын цемент ерітіндісін пайдаланады.

19.3.2 [E.2] Дайындауға берілетін рұқсатар

Кез келген деңгейдегі h , м тігінен орналасқан болат қабықтың мүмкін көлденең ауытқуы Δ еркін тұрған түтін мұржасы үшін:

$$\Delta = \frac{h}{1000} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}}, \quad \text{құрауы тиіс.} \quad (19.1)$$

Бұл рұқсатты газ жіберу құбырының осьтік желісінде де қолданады.

19.3.3 [Е.3] Пісіру жіктерінің сапасы және қажу

Құралым бөлшегінің қажу кедергісінің сыныбын таңдау кезінде белгіленген пісіру жіктерінің сапасы, 18.3 – Тарауды және 19.2.3-Тармақты қар., құралымның жұмыс сызбаларында көрсетілуі тиіс.

Қажу жүктемелеріне ұшыраған құралымдардағы пісіру жіктерінің сапалық деңгейін ҚР ҚН EN 1993-1-9 бойынша белгілеген жөн.

А ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

МҰНАРАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ ҮЛГІЛЕРІ

А.1 ҮЛГІСІ. Дөңгелек құбыр элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м мұнараның есебі.

А.1.1 Бастапқы деректері

Дөңгелек құбыр элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м мұнараның есебін орындау талап етіледі.

Мұнара осы көмекші құралдың 2.3.1.1.5-Тармақшасы бойынша 0,38 кПа желдік қысымның нормативтік (сипаттамалық) мәнімен қабылданған III желдік аудандағы құрылысқа арналған. Желдік ықпалға арналған өңірдің тұрпаты осы көмекші құралдың 2.4.-кестесі бойынша I деп қабылданған. Мұнара 14° ($\Phi = 0,25$) еңістіктегі ылдиға орналасқан және сыртқы ауа температурасы $-30^\circ > t \geq -40^\circ$ аралығындағы аудандардың құрылысына арналған.

Мұнараның сенімділік сыныбы осы көмекші құралдың 2.1.-кестесі бойынша 2 болып қабылданған.

Мұнара 40.000 м белгісіндегі мөлшері $6,0 \times 6,0$ м и $2,0 \times 2,0$ м негізіндегі төртқырлы керегекөз пирамиданы бейнелейді. Мұнара әрқайсысының ұзындығы 80 м болатын бес секциядан тұрады. Мұнараның көлденең қиылысындағы кеңістік өзгермеушілігін қамтамасыз ету үшін 4.000 м, 12.000 м, 20.000 м, 28.000 м, 36.000 м және 40.000 м белгілердегі диафрагмалар қарастырылған.

Адамдарды мұнараға көтеру үшін дөңгелек болаттармен қоршалған тік баспалдақ-сатылар мен демалу үшін швеллерлерден жасалған көшпелі алаңшалар жасалған. 12.000 м, 20.000 м и 28.000 м белгілерінде көшпелі алаңшалар орналастырылған. 36.000 м және 40.000 м белгілерінде жабдыққа қызмет көрсету алаңшалары қарастырылған. Сақиналық тұрпаттағы ернемектер арқылы секцияларды өзара бұрандамалармен біріктіру қарастырылған. Қаттылық байланыстарының (мұнара керегелерінің) тіреуіш бағандарға (мұнара бедіктеріне) жанасуы фасонка арқылы бұрандамалармен қарастырылған.

Элементтердің қиылысуы DIN сортаменттері бойынша қабылданған: ірі дөңгелек құбырлар үшін –DIN 2448 бойынша, швеллерлер үшін –DIN 1026 бойынша, бұрыштар үшін –DIN 1028 бойынша. Құбырлар ыстықтай өзгерген күйде қабылданған.

Мұнара элементтері мен баспалдақ-сатылардың қиылысуымен мұнара сұлбасы А.1 суретінде келтірілген. Диафрагмалар мен алаңшалар элементтерінің қиылыстарын А.2 суреттен қар. Қаттылық байланыстарын (мұнара керегелерін) бекіту желілері А.3 суретте келтірілген.

Мұнарада келесі жабдық қарастырылған:

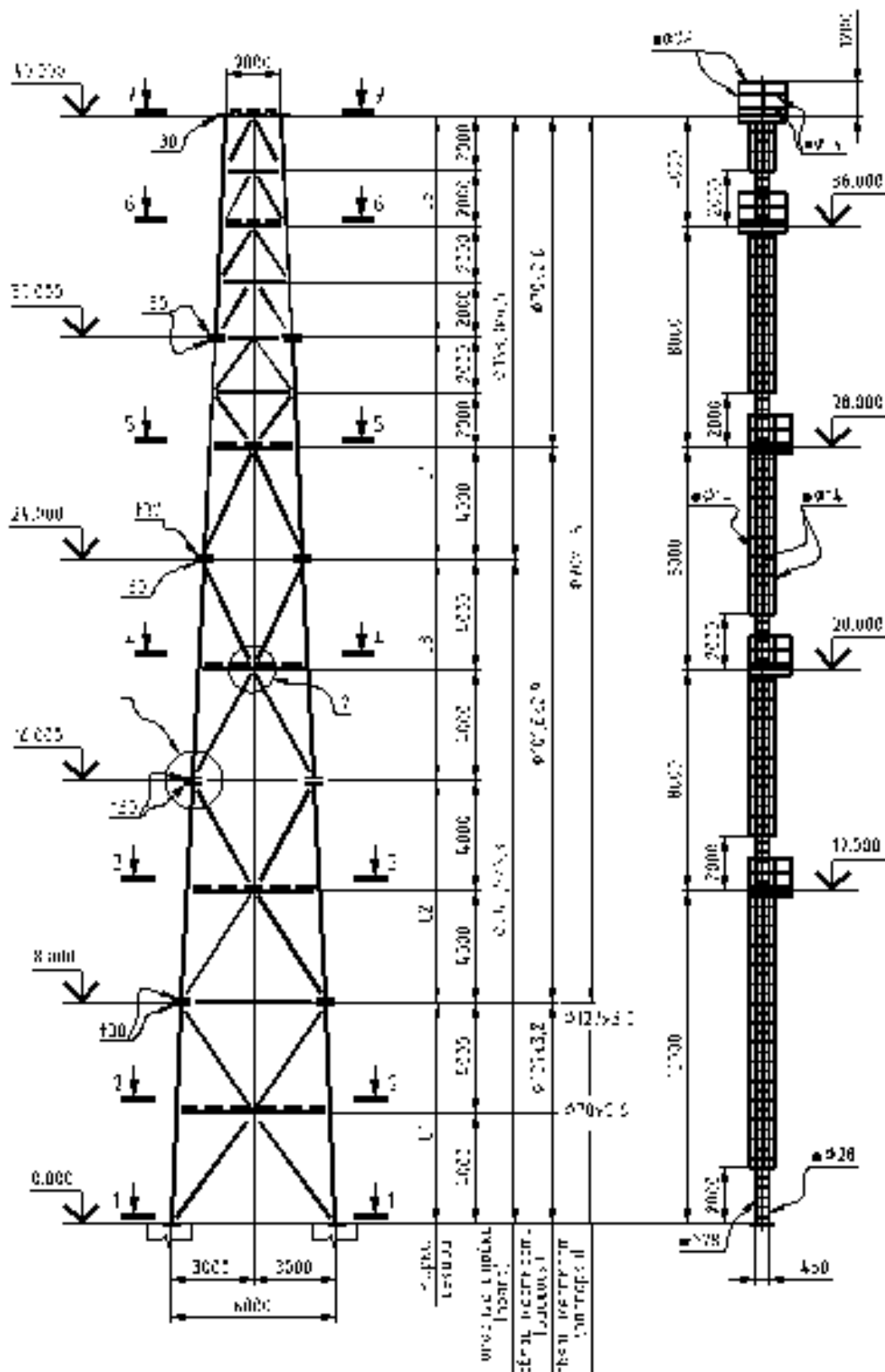
– 40.000 м белгісіндегі алаңшада $\varnothing 48$ мм (2 дана) фидерлермен PPC $\varnothing 3,0$ м 2 антенна және $\varnothing 20$ мм (2 дана) фидерлермен PPC $\varnothing 2,4$ м 2 антенна орнатылған.

– 36.000 м белгісіндегі алаңшада $\varnothing 48$ мм (2 дана) фидерлермен PPC $\varnothing 3,0$ 2 антенна орнатылған.

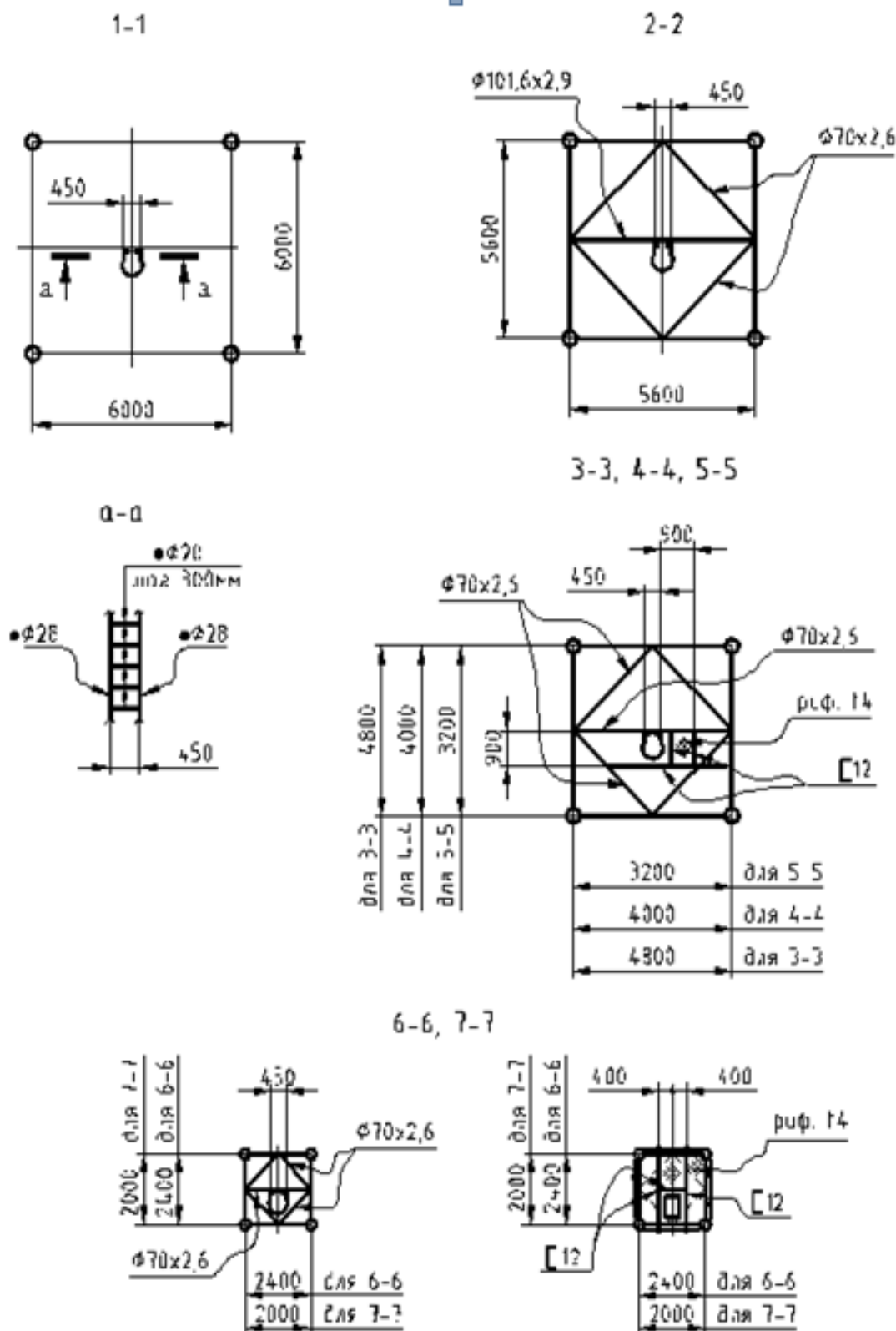
А.1.2 Жүктемелерді жинау**А.1.2.1 Тұрақты жүктемелерді анықтау.**

Тұрақты жүктемелер мұнара элементтерінің меншікті салмағы мен жабдықтың салмағына қарай анықталады. Мұнараның меншікті салмағы тиісті бағдарламалар бойынша (мысалы, SCAD Office

жобалау-есептеу кешені) орындау кезінде есепке алынуы мүмкін (мұнара құралымының есепке алынбаған элементтеріне тиісті коэффициентті қабылдаумен).



А. 1 Сурет Баспалдақ элементтері мен биіктігі 40,0 м дінгектің аланы



А.2 Сурет. Алаңшалардың элементтері мен диафрагмалардың сұлбасы

Бұл үлгіде SCAD бағдарламасы бойынша есептеу тапсырмасына арналған тұрақты жүктемелер жиыны келтірілген.

Төменде C1 таңбалы секцияға арналған тұрақты жүктеменің анықтамасы келтірілген (0.000 ÷

8.000 м белгілері).

C1 секциясының қабылданған қиылыстары (EN 10210-1 бойынша S275H болаттан жасалған DIN 2448 сортаменті бойынша қабылданған дөңгелек құбыр элементтері):

– тіреуіш бағандар (белдіктер): $\varnothing 244,5 \times 6,3$ құбыры; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 37,729$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланыстары (көлбеулер): $\varnothing 127 \times 3,2$ құбыры; ұзындығы $\ell = 5,0$ м и $\ell = 4,7$ м; саны $n = 8$ дана (әрқайсысының ұзындығы); салмағы $g = 9,963$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): $\varnothing 70 \times 2,6$ құбыры; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 4,405$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): $\varnothing 127 \times 3,2$ құбыры; ұзындығы $\ell = 5,2$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 9,963$ кг/м;

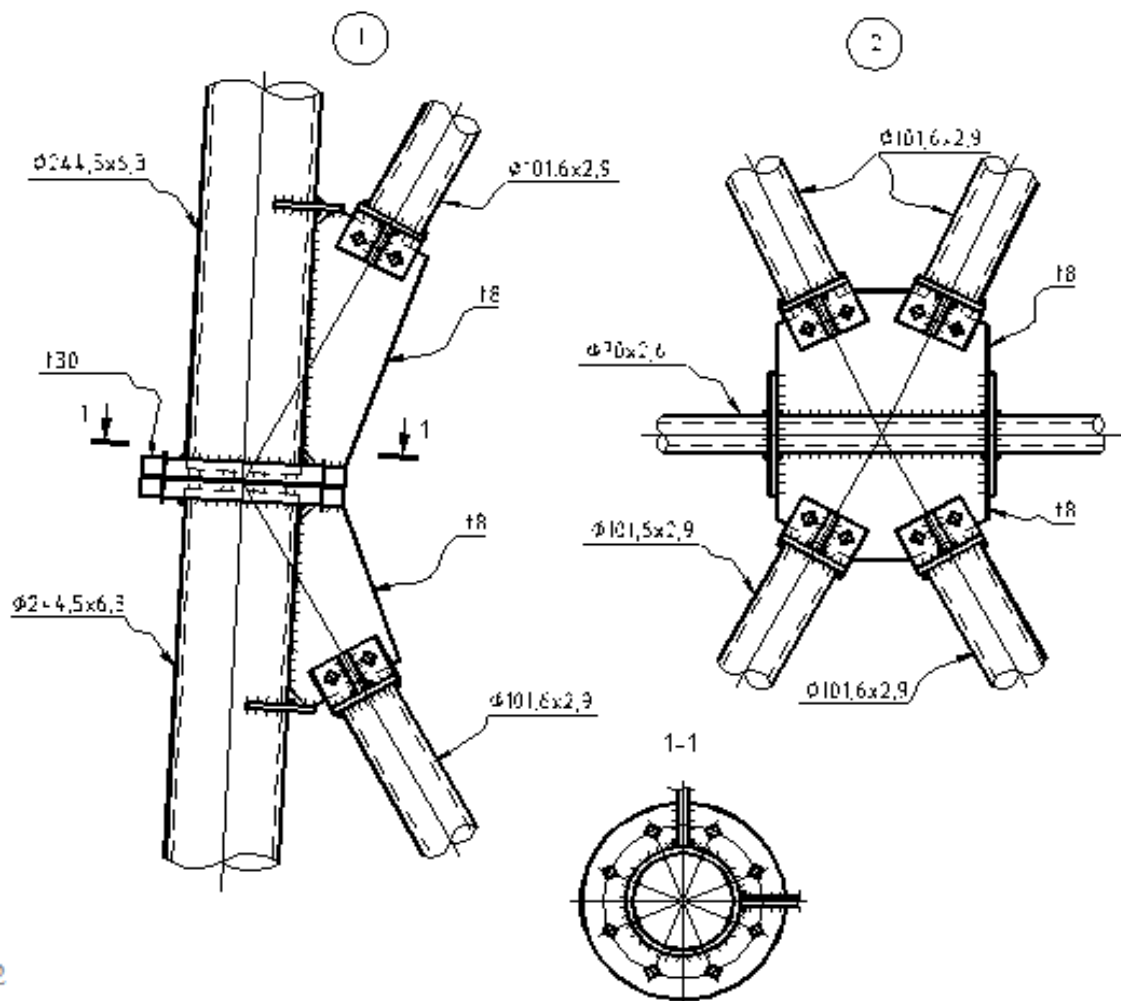
– ернемектер: $330 \times 330 \times 30$ мм; ауданы $A = 0,086$ м²; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 235,5$ кг/м²;

– фасонкалар: $200 \times 500 \times 8$ мм; ауданы $A = 0,1$ м²; саны $n = 24$ дана салмағы $g = 62,8$ кг/м²;

– тіреуіш плита: $680 \times 680 \times 42$ мм; ауданы $A = 0,46$ м²; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 329,7$ кг/м²;

– қаттылықтың көмекші байланысы (диафрагма): $\varnothing 101,6 \times 2,9$ құбыры; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 7,199$ кг/м;

– қаттылықтың көмекші байланысы (диафрагма): $\varnothing 70 \times 2,6$ құбыры; ұзындығы $\ell = 3,8$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 4,405$ кг/м.



А.3 Сурет. Мұнара элементтерін бекіту желілері

Секция элементтерінің меншікті салмағының жиынтық сомасы G_k :

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad \text{Н формуласы бойынша анықталады.}$$

мұндағы g – қума метрдің (немесе ауданның) салмағы, кг/м немесе кг/м²;

ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м²;

n – секция элементтерінің саны;

k – есепке алынбаған элементтер коэффициенті.

C1 секциясы элементтерінің меншікті салмағының жиынтық тұрақты жүктемесі G_{k1} (сипаттамалық мәні):

$$G_{k1} = 54,35 \cdot 8,0 \cdot 4 + 19,7 \cdot (5,0 + 4,7) \cdot 8 + 14,7 \cdot 5,6 \cdot 4 + 39,4 \cdot 5,2 \cdot 4 + 5,42 \cdot 2,5 \cdot 16 + 5,42 \times \\ \times 1,4 \cdot 16 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 8 + 235,5 \cdot 0,07 \cdot 4 \cdot 1,1 + 62,8 \cdot 0,1 \cdot 24 \cdot 1,1 + 314,0 \cdot 0,176 \cdot 4 \cdot 1,2 + 27,5 \times \\ \times 5,6 \cdot 1 \cdot 1,1 + 14,7 \cdot 4,0 \cdot 4 \cdot 1,1 = 5770,0 \text{ кгс} = 57700,0 \text{ Н}$$

Сатының, саты қоршауы мен фидерлердің элементтерінің қиылысы (ұзындығы 8,0 м секцияға арналған):

– бағандар: $\bullet \varnothing 28$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана салмағы $g = 4,83$ кг/м;

– басқыштар: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 27 дана салмағы $g = 2,5$ кг/м;

– қоршау: $\bullet \varnothing 14$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 8,0$ м; саны 3 дана ұзындығы $\ell_2 = 1,75$ м; саны 13 дана салмағы $g = 1,21$ кг/м;

– фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 4 дана салмағы $g = 1,0$ кг/м;

– фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана салмағы $g = 0,15$ кг/м.

C1 секциясы элементтерінің меншікті салмағының жиынтық тұрақты жүктемесі G_{k2} (мұнара секцияларының барлық таңбалары үшін):

$$G_{k2} = 4,83 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,45 \cdot 27 + 1,21 \cdot (8,0 \cdot 3 + 1,75 \cdot 13) + 1,0 \cdot 8,0 \cdot 4 \cdot 1,2 + 0,15 \times \\ \times 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 220,0 \text{ кгс} = 2200,0 \text{ Н}$$

Осы көмекші құралдың 2.3.8 Тармағына сәйкес жүктеме элементтің ұзындығы бойынша есептеледі, сондықтан мұнараның бір тіреуіш бағанына (белдігіне) бөлінетін тұрақты жүктеме:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L / n_n = (57700,0 + 2200,0) / 8,0 / 4 = 1872,0 \text{ Н/м тең болады,}$$

мұндағы L – секцияның ұзындығы;

n_n – белдіктер саны.

C2, C3, C4, C5 секцияларының тұрақты жүктемесі А.6 және А.7 суреттеріндегі сұлбалар бойынша анықталатын элементтердің сәйкес қиылыстарын, ұзындығы мен санын ескере отырып, осыған ұқсас есептеледі.

40.000 м белгісіндегі алаңшадан қиылыстары бар тұрақты жүктемені анықтау:

– арқалықтар: швеллер [12; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м, саны $n = 6$ дана және $\ell_2 = 0,8$ м, саны $n = 1$ дана, салмағы $g = 13,4$ кг/м;

– диафрагма: L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 1,3$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– диафрагма: L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 2,0$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– люк: L50×5 бұрышы; ұзындығы $\ell = 0,8$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 3,77$ кг/м;

– қалыңдығы t4 бұдыр төсем: $A = 4,0$ м²; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 33,4$ кг/м²;

– қоршау: $\bullet \varnothing 28$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 1,2$ м; саны $n = 8$ дана $\ell_2 = 8,0$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 4,83$ кг/м;

– қоршау: $\bullet \varnothing 14$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 8,0$ м; саны $n = 2$ дана салмағы $g = 1,21$ кг/м.

40.000 м белгісіндегі алаңшаның жиынтық тұрақты сипаттамалық жүктемесі $G_{k,пл}$:

$$G_{k,пл} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot (2,0 \cdot 6 + 0,8) \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot 0,8 \cdot \\ 4 \cdot 1,1 + 4,0 \cdot 33,4 + 4,83 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) \cdot 1,2 + 1,21 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 504,0 \text{ кгс} = 5040,0 \text{ Н}$$

Жекелеген көмекші элементтердің тұрақты жүктемелерін анықтау (жабдық салмағы – антенналар).

Антенналардың салмағы тапсырыс берушінің тапсырмасы бойынша қабылданады.

Осы мұнара үшін:

– РРС Ø3,0 м антенналары – $G_{\text{ант.}} = 310$ кг

– РРС Ø2,4 м антенналары – $G_{\text{ант.}} = 225$ кг

Антенналарға арналған трубобағандар Ø114×3,6; ұзындығы $\ell = 3,0$ м; салмағы $g = 10,03$ кг/м
40.000 м белгісіндегі көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі:

$$G_{\text{к,отм.40}} = (310 \cdot 2 + 225 \cdot 2) \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 4 \cdot 1,05 = 1250,0 \text{ кгс} = 12500,0 \text{ Н};$$

36.000 м белгісіндегі көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі:

$$G_{\text{к,отм.36}} = 310 \cdot 2 \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 2 \cdot 1,05 = 714,0 \text{ кгс} = 7140,0 \text{ Н},$$

мұндағы $k = 1,05$ есепке алынбаған элементтер.

Есептеу нәтижелері А.2 кестесінде келтірілген. Есептік жүктеме құралым сенімділігінің 2 сыныбына арналған осы көмекші құралдың 22.2. кестесі бойынша қабылданған тұрақты жүктемеге $\gamma_G = 1,1$ арналған жеке қауіпсіздік коэффициентінің жоғарыда келтірілген сипаттамалық мәндеріне көбейту арқылы алынған.

А.1 Кестесі. Мұнараға түсетін тұрақты жүктемелер

Секция маркасы (белгілер)	өл ш. бір л.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000 ÷ 24.000	C4 24.000 ÷ 32.000	C5 32.000 ÷ 40.000	40.000 м белг. аумағ ы	36.000 м белг. аумағ ы
Құралымға түсетін жалпы жүктеме (сипаттамалық)	Н	36900,0	27770,0	26920,0	20110,0	23220,0	4960,0	—
Бір тіреуіш бағанға бөлінген (сипаттамалық)	Н/ м	1153	868,0	841,0	628,0	725,0	—	—
Бір тіреуіш бағанға бөлінген (есептік)	Н/ м	1269,0	955,0	925,0	691,0	798,0	—	—
Жекелеген көмекші элементтерден (антенналардан) жүктеме (сипаттамалық)	Н	—	—	—	—	—	12500,0	7140,0
Антенналар мен алаңшадан бір тіреуіш бағанға түсетін желілік жүктемелер (есеп- тік)	Н	—	—	—	—	—	4800,0	1964,0

А.1.2.2 Желдік жүктемелерді анықтау.

Аталған мұнара үшін қабылданған 0,38 кПа желдік қысымның нормативтік мәні үшін желдің базалық жылдамдығының негізгі мәні көмекші құралдың (2.1) Формуласына сәйкес алынған:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенттер $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Желдің жылдамдығының базалық мәні v_b көмекші құралдың (2.2) Формуласына сәйкес:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с тең.}$$

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ өңірдің кедір-бұжырлығына, орографиясына және жел жылдамдығының базалық мәніне v_b тәуелді болады.

Мұнараның әрбір секциясы үшін желдің орташа жылдамдығын анықтауға арналған биіктік z секция биіктігінің шегіндегі шекара аумақтарының ортасы бойынша қабылданады (белгілер 4.000м, 12.000м, 20.000м, 28.000м және 36.000м) және жоғарғы аумақ үшін 40.000м белгісі қабылданады.

Өңірдің тұрпатын (кедір-бұдырлығын) есепке алушы коэффициент осы көмекші құралдың (2.4) Формуласына сәйкес анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right) = 1,017,$$

Мұндағы, осы көмекші құралдың 2.4 – кестесі бойынша қабылданған өңір коэффициенті k_r I өңір тұрпаты үшін:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,1698 \text{ тең,}$$

Мұндағы, $z_0 = 0,01$ 2.4-кесте бойынша қабылданған, ал $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,204$;

20.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,291$;

28.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,347$;

36.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,390$;

40.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,408$.

Тапсырмаға сәйкес, мұнара $\Phi = 0,25$ (немесе 14°) еңісті ылдиға (көмекші құралдың 2.4.-суретін қар.), орналасқан. Мұнара мен еңжоғарғы нүстенің арасындағы көлденең қашықтық $x = -5,0$ м құрайды. Ылдидың жел жақ бетіндегі проекцияның ұзындығы көлденеңінен $L_u = 40,0$ м. Көмекші құралдың 2.3.1.1.9-тармақшас ына сәйкес, бұл шарттардың орографиялық коэффициентін $s_0(z)$ есепке алу қажет. Коэффициент $s_0(z)$ көмекші құралдың 2.4.-суретіндегі кесте бойынша анықталатын жергілікті орографиялық коэффициентке s тәуелді немесе осы көмекші құралдың (2.9) Формуласы бойынша қарастырылатын жел жақ аймақ бойынша есептелуі тиіс:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } s = A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot x}{L_u}\right)} = 0,8385 \cdot e^{\left(2,5434 \cdot \frac{-5}{40}\right)} = 0,6102, \text{ мұндағы}$$

$$A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124 = 0,1552 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{4}{40}\right) + 1,0124 = 0,8385$$

$$B = 0,3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2,6456 = 0,3542 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{4}{40}\right) + 2,6456 = 2,5434 ,$$

Жел жақ беттегі проекцияның тиімді ұзындығы $L_e \Phi = 0,25$ еңісі үшін көмекші құралдың 2.6.-кестесі бойынша: $L_e = L_u = 40,0$ м тең.

Коэффициент $c_o(z)$ көмекші құралдың (2.7) Формуласы бойынша анықталады:

$$c_o(z) = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi = 1 + 2 \cdot 0,6102 \cdot 0,25 = 1,3051.$$

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $c_o(z) = 1,2160$;

20.000 м белгісі үшін – $c_o(z) = 1,1566$;

28.000 м белгісі үшін – $c_o(z) = 1,1180$;

36.000 м белгісі үшін – $c_o(z) = 1,0927$;

40.000 м белгісі үшін – $c_o(z) = 1,0830$.

Жер деңгейінен жоғары z биіктігіндегі желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ осы көмекші құралдың (2.3) Формуласына сәйкес анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,017 \cdot 1,3051 \cdot 29,2 = 38,76 \text{ м/с} .$$

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 42,74$ м/с;

20.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 43,58$ м/с;

28.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 43,99$ м/с;

36.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 44,35$ м/с;

40.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 44,53$ м/с.

Турбуленттілік қарқындылығы $I_v(z)$ осы көмекші құралдың (2.14) Формуласы бойынша анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,3051 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right)} = 0,1279 ,$$

мұндағы турбуленттілік коэффициент $k_i = 1,0$, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес қабылданды.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1160$;

20.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1138$;

28.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1127$;

36.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1118$;

40.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1113$.

Жылдамдық қарқынының ең жоғары мәні $q_p(z)$ көмекші құралдың (2.15) Формуласы бойынша анықталады:

4.000 м белгісі үшін:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 38,76^2 = 1779,6 \text{ Н/м}^2$$

мұндағы $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – ауаның тығыздығы.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 2068,7 \text{ Н/м}^2$;

20.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 2132,6 \text{ Н/м}^2$;

28.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 2163,6 \text{ Н/м}^2$;

36.000 м – белгісі үшін $q_p(z) = 2191,4 \text{ Н/м}^2$;

40.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 2204,9 \text{ Н/м}^2$.

Көмекші құралдың (2.18) формуласы бойынша желдік жүктемені F_w анықтау үшін құралымдық коэффициентті c_{sd} есептеп шығару қажет (көмекші құралдың 2.3.1.1.13 – Тармақшасын қар.), ол үшін алдымен k_p , B және R параметрлері анықталады (көмекші құралдың 2.3.1.1.14 – Тармақшасын қар.).

ҚР ҚН EN 1991-1-4 6.1-суретке сәйкес тік имараттар үшін қабылданған базалық биіктік z_s үшін құралымдық коэффициент анықталады:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 40,0 = 24,0 \text{ м},$$

мұндағы h – имараттың биіктігі.

Базалық биіктікке z_s тең 24.000 м белгісі үшін:

- өңірдің тұрпатын есепке алатын коэффициент: $c_r(z) = 1,321$;

- желдің орташа жылдамдығы: $v_m(z) = 43,8 \text{ м/с}$;

- турбуленттілік қарқындылығы: $I_v(z) = 0,113$;

- жылдамдық қарқынының ең жоғары мәні: $q_p(z) = 2149,1 \text{ Н/м}^2$ анықталады.

Осы көмекші құралдың 2.3.1.1.15 – Тармақшасына сәйкес, 24.000м белгісі үшін осы көмекші құралдың (2.23) Формуласы бойынша есептелетін турбуленттілік ұзындығының масштабы $L(z)$ анықталады :

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,01) = 0,43974 \text{ болғанда,}$$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{24}{200} \right)^{0,43974} = 118,1 \text{ м},$$

мұндағы базалық биіктік $z_t = 200 \text{ м}$, ұзындықтың базалық масштабы $L_t = 300 \text{ м}$.

Негізгі меншікті майысу жиілігі n_1 көмекші құралдың (2.29) Формуласы бойынша анықталады:

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{40} = 1,15, \text{ Гц}$$

Жел күшінің спектралдық тығыздық функциясын $S_L(z, n)$ анықтау үшін $n = n_1$ бойынша 24.000 м белгісіндегі өлшемсіз жиілік $f_L(z, n)$ есептелуге тиіс:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,15 \cdot 118,1}{43,8} = 3,1.$$

Жел күшінің спектралдық тығыздық функциясын $S_L(z, n)$ 2.7-суреттегі кесте бойынша анықталуы немесе осы көмекші құралдың (2.24) Формуласы бойынша есептелуі тиіс:

$$24.000 \text{ м белгісі үшін: } S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,1}{(1 + 10,2 \cdot 3,1)^{5/3}} = 0,063$$

B^2 реакциясының фондық құрамдас бөлігі көмекші құралдың (2.25) Формуласы бойынша есептеледі:

$$24.000 \text{ м белгісі үшін: } B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{3,6 + 40,0}{118,1} \right)^{0,63}} = 0,676,$$

мұндағы $b = 3,6 \text{ м}$, $h = 40,0 \text{ м}$ – желге перпендикуляр бағыттағы имараттың ені мен биіктігі.

R^2 реакциясының резонанстық құрамдас бөлігін анықтауға арналған параметрлер көмекші құралдың 2.3.1.1.22-Тармақшасы бойынша есептеледі:

24.000 м белгісі үшін:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 40}{118,1} \cdot 3,1 = 4,831,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 3,6}{118,1} \cdot 3,1 = 0,435.$$

Аэродинамикалық өткізгіштік функциялары R_h және R_b негізгі майысу тербелістерінің нысандары үшін осы көмекші құралдың (2.33) және (2.34) Формулалары бойынша есептеледі:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{4,831} - \frac{1}{2 \cdot 4,831^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,831}) = 0,186;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,435} - \frac{1}{2 \cdot 0,435^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,435}) = 0,764;$$

Құралымдық сөнудің логарифмдік декременті көмекші құралдың 2.7.-кестесі бойынша қабылданады: қарапайым бұрандамалармен бекітілген мұнаралар үшін $\delta_s = 0,05$ тең.

Тербелістердің негізгі нысаны көмекші құралдың (2.40) Формуласы бойынша анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{4}{40}\right)^{2,5} = 0,003,$$

мұндағы $\zeta = 2,5$ – торлы құралымның металл мұнараларға арналған.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,049$;

20.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,177$;

28.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,410$;

36.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,769$;

40.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 1,000$.

Аэродинамикалық сөнудің логарифмдік декрементін δ_a анықтау үшін осы көмекші құралдың 2.3.1.4-Тармақшасына сәйкес мұнаралардың торлы құралымдары үшін анықталатын жүктеме (күш) коэффициентінің мәні c_f , қажет. Төменде осы жүктеме коэффициентінің c_f анықтамасы келтірілген.

Ең алдымен көмекші құралдың 2.3.1.4.4-Тармақшасына сәйкес мұнараның құралымдық элементтеріне арналған желдік жүктеме коэффициенті $c_{f,s}$ анықталады. Оны анықтау әдісі C1 таңбалы секция үшін (0.000÷8.000 м белг.) төменде келтірілген.

C1секциясының қабылданған элементтер қиылысын, мұнараның жел жақ қырындағы олардың ұзындығы (жарықта) мен саны:

– тіреуіш бағандар (белдік): бұрышы L244,5×6,3; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны $n = 2$ дана;

– қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу): $\varnothing 127 \times 3,2$ құбыры; ұзындығы $\ell = 4,5$ м; саны $n = 2$ дана;

– қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу): $\varnothing 127 \times 3,2$ құбыры; ұзындығы $\ell = 4,3$ м; саны $n = 2$ дана;

– қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): $\varnothing 70 \times 2,6$ құбыры; ұзындығы $\ell = 5,2$ м; саны $n = 1$ дана;

– қаттылықтың негізгі байланысы(кергіш): $\varnothing 127 \times 3,2$ құбыры; ұзындығы $\ell = 4,8$ м; саны $n = 1$ дана;

– фасонкалар: $200 \times 500 \times 8$ мм; A аумағы $= 0,1$ м²; саны $n = 6$ дана.

Көлденең қиылысты элементтердің қиылыстары үшін A_c және $A_{c,sup}$ аудандарын есептеу кезінде осы көмекші құралдың (2.47) Формуласы бойынша есептелетін Рейнольдс (Re) саны бойынша анықталатын элементтің режимін (сынға дейінгі немесе сыннан жоғары) білу қажет.

Рейнольдс саны ең жоғарғы мәні базалық биіктікте z_e анықталатын жел жылдамдығының ең жоғары мәні мен элементтің диаметріне тәуелді болады, жылдамдық қарқыны q_p келесі формула бойынша анықталады:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}, \text{ мұндағы } \rho = 1,25 \text{ кг/м}^3 - \text{ауаның тығыздығы.}$$

Секцияның барлық элементтері үшін Рейнольдс саны есептеп шығарылады:

а) $\varnothing 244,5 \times 6,3$ белдік үшін жылдамдық қарқыны $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,2445 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 8,7 \cdot 10^5,$$

мұндағы $v = 15 \cdot 10^{-6}$ м²/с – ауаның кинематикалық тұтқырлығы.

б) $\varnothing 127 \times 3,2$ көлбеу мен кергіш үшін және $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{0,127 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 4,52 \cdot 10^5;$$

в) $\varnothing 70 \times 2,6$ кергіш үшін және $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{0,070 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 2,49 \cdot 10^5.$$

Жоғары сындық режимдегі элементтерге жататын дөңгелек қиылысты секцияның элементтері үшін, аудандар анықталады:

$$A_{c,sup} = d \cdot L \cdot n = 0,2445 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,5 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,3 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,8 \cdot 1 = 6,757 \text{ м}^2.$$

Сынға дейінгі режимдегі элементтерге жататын $Re < 4 \times 10^5$ дөңгелек қиылысты секцияның элементтері үшін, аудандар анықталады: $A_c = d \cdot L \cdot n = 0,070 \cdot 5,2 \cdot 1 = 0,364 \text{ м}^2$,

мұндағы d – элемент диаметрі; L – элементтің ұзындығы; n – секция қырындағы элементтер саны.

Тегіс қиылыс элементтерінің ауданы: $A_f = 0$;

Жалпы есептеу аудны: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} = 7,121 \text{ м}^2$;

Желілік фасонкалар ауданы: $A_g = A \cdot n = 0,1 \cdot 6 = 0,6 \text{ м}^2$;

C1 секциясының жиынтық (базалық ауданы): $\Sigma A = A_{ref} = A_s + A_g = 7,121 + 0,6 = 7,721 \text{ м}^2$ тең.

Мұнараның өзге секцияларына арналған базалық аудандар A_{ref} осыған ұқсас есептелді:

C2 секциясы үшін – $A_{ref} = 6,527 \text{ м}^2$;

C3 секциясы үшін – $A_{ref} = 6,270 \text{ м}^2$;

C4 секциясы үшін – $A_{ref} = 5,151 \text{ м}^2$;

C5 секциясы үшін – $A_{ref} = 5,002 \text{ м}^2$;

Белдіктерінің мөлшерлері ескеріліп, секция габариттері анықталады (олардың сыртқы қырлары бойынша).

C1 секциясы үшін ортақ (орташа) секция ені $B = 5,6 + 0,2445 = 5,8445$ м;

секция ұзындығы $L = 8,0$ м.

Бірінғай коэффициент φ көмекші құралдың (2.55) Формуласы бойынша анықталады:

$$\varphi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 7,721 / 5,8445 \cdot 8,0 = 0,165$$

Жел ықпалы бұрышының коэффициентін есептеуге арналған K_1 және K_2 коэффициенттері:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_S} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,\text{sup}})}{A_S} = \frac{0,8 \cdot (0,364 + 6,757)}{7,121} = 0,8 \text{ тең;}$$

$\varphi < 0,2$ болғандықтан, $K_2 = 0,2$ деп қабылданады.

Шаршы қиылыс құралымдарына арналған жел ықпалы бұрышының коэффициенті K_θ көмекші құралдың (2.60) Формуласы бойынша есептеледі:

Жел ықпалының $\theta = 0^\circ$ бұрышына арналған (мұнара қаттылығы байланыстарының элементтеріндегі күштерді анықтау үшін қабылданады):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,8 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Жел ықпалының $\theta = 45^\circ$ бұрышына арналған (мұнара белдіктеріндегі – тіреуіш бағандардағы күштерді анықтау үшін қабылданады):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,8 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,16.$$

Сондай-ақ бұл коэффициенттерді осы көмекші құралдың 2.25-суреттегі кесте бойынша да анықтауға болады.

C1 секциясына арналған күш коэффициенттері көмекші құралдың (2.65)÷(2.67) Формулалары бойынша анықталады:

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2 = 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,165) + (2,25 + 0,875) \cdot 0,165^2 = 1,778,$$

$$c_{f,0,c,\text{sup}} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)\}} = 1,9 - \sqrt{(1 - 0,165) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot 2,25 + 0,165)} = 1,322$$

мұндағы $C_1 = 2,25$ және $C_2 = 1,5$ шаршы қиылыс мұнарасының құралымына арналған.

Секцияға арналған ортақ қалыпты күштің коэффициенті көмекші құралдың (2.64) Формуласы бойынша есептеледі:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 1,778 \cdot \frac{0,364}{7,121} + 1,322 \cdot \frac{6,757}{7,121} = 1,345.$$

Мұнара қырына перпендикуляр жел бағытындағы C1 секциясына арналған құралымдық элементтердің желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,S}$ (бұрыш $\theta = 0^\circ$) осы көмекші құралдың (2.59) Формуласы бойынша анықталған:

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,345 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 1,229;$$

$$\text{Для направления ветра под углом } \theta = 45^\circ: c_{f,S} = 1,11 \cdot 1,345 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 1,340.$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған желдік жүктеме коэффициенттері $c_{f,S}$ осыған ұқсас есептелген:

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,S} = 2,782$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 3,088$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,S} = 2,667$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,961$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,S} = 2,654$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,947$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,S} = 2,298$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,586$ ($\theta = 45^\circ$ үшін).

Сызықтық қосымша элементтерге (сатыларға, фидерлерге, алаңшаларға) арналған желдік жүктеме коэффициенттері $c_{f,A}$ осы көмекші құралдың 2.3.1.4.6-Тармақшасы бойынша анықталады.

Саты элементтерінің, саты қоршауы мен фидерлердің қиылыстары (ұзындығы 8,0 м секция үшін):

- бағандар: $\bullet \varnothing 28$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана;
- сатылар: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 27 дана;
- қоршау: $\bullet \varnothing 14$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 3 дана;
- ұзындығы $\ell = 0,6$ м қоршаудың көлденең элементтерінің проекциясы; саны 13 дана;

- фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 4 дана;

- фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана.

- $\bullet \varnothing 28$ мм баған үшін жылдамдық қарқыны $q_p = 1779,6$ Н/м² С1 секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,028 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,0 \cdot 10^5 < 4 \cdot 10^5.$$

Сатының қалған элементтерінің диаметрі 28 мм кем болғандықтан және $Re < 4 \cdot 10^5$, демек сатының барлық элементтері үшін сынға дейінгі режим қабылданған.

Сатыға арналған ортақ қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың 2.3.1.4.11-Тармақшасы бойынша, жеке қаңқаға арналған коэффициент ретінде қабылданады.

Сынға дейінгі режим элементтерінің ауданы төмендегіше анықталады:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,028 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,02 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,014 \cdot 8,0 \cdot 3 + 0,014 \cdot 0,6 \cdot 14 = 1,145 \text{ м}^2.$$

Көмекші элементтердің (саты) ортақ есептік ауданы:

$$A_A = A_S = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 1,145 \text{ м}^2, \text{ мұндағы } A_f = 0 \text{ и } A_{c,\text{sup}} = 0.$$

Сатының габариттері (қоршау енін қоса алғанда): ені $B = 0,6$ м және ұзындығы $L = 8,0$ м.

Саты қаңқасына арналған бірыңғай коэффициент φ анықталады:

$$\varphi = A_A / B \cdot L = 1,145 / 0,6 \cdot 8,0 = 0,238 < 0,6$$

Сынға дейінгі режимге арналған қалыпты күш коэффициенті $c_{f,c}$ анықталады:

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \varphi^2) \cdot c_{f,f} = (0,6 + 0,4 \cdot 0,238^2) \cdot 1,748 = 1,089,$$

мұндағы коэффициент $c_{f,f}$ $\varphi \leq 0,6$ болғанда:

$$c_{f,f} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \varphi)^{1,8} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - 0,238)^{1,8} = 1,748 \text{ тең.}$$

Қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың (2.73) Формуласы бойынша анықталған:

$$c_{f,A,0} = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S} = 1,089 \cdot \frac{1,145}{1,145} = 1,089$$

Саты мұнараның ортасында орналасқан, көлеңкелеуді есепке алу коэффициенті $C5$ жоғары таңбасынан басқа, барлық секциялар үшін $K_A = 1$ болып қабылданған, көмекші құралдың 2.14-Кестесі бойынша, мұндағы $K_A = 0,8$.

Сатының көлденең осіне жел еңісінің бұрышы $\psi = 90^\circ$.

$C1$ секциясының жиынтық (базалық) ауданы жоғарыда анықталды: $\Sigma A = A_{ref} = 7,721 \text{ м}^2$.

Сатыға арналған ($C1$ секциясының) желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ көмекші құралдың (2.68) Формуласы бойынша анықталады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,089 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{1,145}{7,721} = 0,161.$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған көмекші элементтердің (сатылардың) желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

$C2$ секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,191$;

$C3$ секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,199$;

$C4$ секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,242$;

$C5$ секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,200$.

Фидерлерге арналған ортақ қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың 2.13. кестесі бойынша жеке оқшауландырылған элементтерге арналған коэффициент ретінде қабылданады.

Дөңгелек қиылысты фидерлердің элементтері үшін Рейнольдс саны:

– $\bullet \varnothing 48$ мм фидерге арналған жылдамдық қарқыны $q_p = 1779,6 \text{ Н/м}^2$ $C1$ секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,048 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,71 \cdot 10^5,$$

– $\bullet \varnothing 20$ фидерге арналған жылдамдық қарқыны $q_p = 1779,6 \text{ Н/м}^2$ $C1$ секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,71 \cdot 10^5$$

Осы көмекші құралдың 2.13 – Кестесі бойынша $Re < 2 \times 10^5$ болғандағы $\bullet \varnothing 48$ мм және $\bullet \varnothing 20$ мм фидерлерге арналған коэффициенттер $c_{f,A,0} = 1,2$ анықталады.

Фидерлердің жел жақтағы ауданы (ұзындығы 8,0 м $C1$ секциясы үшін):

$\bullet \varnothing 48$ мм фидер үшін – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,048 \cdot 8,0 \cdot 4 = 1,536 \text{ м}^2$,

$\bullet \varnothing 20$ мм фидер үшін – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,0 \cdot 2 = 0,32 \text{ м}^2$ анықталады.

Фидерлер мұнараның ортасында орналасқан саты элементтеріне бекітіледі, көлеңкелеуді есепке алу коэффициенті $C5$ жоғары таңбасынан басқа, барлық секциялар үшін $K_A = 1$ болып қабылданған, көмекші құралдың 2.14-Кестесі бойынша, мұндағы $K_A = 0,8$.

Фидерлердің көлденең осіне жел еңісінің бұрышы $\psi = 90^\circ$.

C1 секциясының жиынтық (базалық) ауданы жоғарыда анықталды: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = 7,721 \text{ м}^2$.

Фидерлерге арналған (C1 секциясының) желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ көмекші құралдың (2.68) Формуласы бойынша анықталады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 1 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{(1,2 \cdot 1,536 + 1,2 \cdot 0,32)}{7,721} = 0,289 .$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған көмекші элементтердің (фидерлердің) желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,341$;

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,355$;

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,432$;

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,356$.

Көмекші элементтерге арналған желдік жүктеме коэффициентін анықтаудың жоғарыда келтірілген екі әдісіне сәйкес, C1÷C5 секцияларының аудандарына және 40.000м белгісіндегі алаңшаға арналған желдік жүктеме коэффициенттері есептеп шығарылды:

C1 секциясы үшін (белг. 4.000 м) – $c_{f,A} = 0,063$;

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,170$;

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,184$;

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,214$;

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,165$;

Алаңша үшін (белг. 40.000 м) – $c_{f,A} = 0,170$.

C1 секциясына арналған желдің бағытындағы ортақ желдік жүктеме коэффициенті теңестіріледі (көмекші құралдың (2.58) Формуласына сәйкес):

Бұрышы $\theta = 0^\circ$ желдің бағыты үшін:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 1,241 + 0,161 + 0,289 + 0,063 = 1,754 ;$$

Бұрышы $\theta = 45^\circ$ желдің бағыты үшін:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 1,439 + 0,161 + 0,289 + 0,063 = 1,952 .$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_f = 2,047$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 2,262$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_f = 2,078$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 2,292$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_f = 2,208$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 2,419$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_f = 1,933$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 2,169$ ($q = 45^\circ$ үшін)

Алаңша үшін (белг. 40.000 м) – $c_f = 0,170$;

белгісі үшін 24.000 м: $c_f = 2,078$ ($q = 0^\circ$ үшін) и $c_f = 2,292$ ($q = 45^\circ$ үшін).

Қажетті құралымдық коэффициентті c_{sd} анықтау кезінде аэродинамкалық сөнудің логарифмдік декрементін δ_a анықтау үшін, желдік жүктеме коэффициентінен c_f тысқары, осы көмекші құралдың (2.39) Формуласы бойынша анықталатын ұзындық бірлігіне баламалы массаның мәні m_e қажет:

$$m_e = \frac{3690,0/8 \cdot 0,003^2 + 2777,0/8 \cdot 0,05^2 + 2692,0/8 \cdot 0,177^2 + 2011,0/8 \cdot 0,41^2 + 2818,0/8 \cdot 0,769^2}{0,003^2 + 0,05^2 + 0,177^2 + 0,41^2 + 0,769^2} = 330,2 \text{ кг / м}$$

Аэродинамкалық сөнудің логарифмдік декременті δ_a құралымдық коэффициентті анықтау үшін қабылданған 24.000 м белгісі үшін көмекші құралдың (2.38) Формуласы бойынша есептеледі.

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{2,078 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 43,8}{2 \cdot 1,15 \cdot 330,2} = 0,539 ;$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: $\delta_a = \frac{2,292 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 43,8}{2 \cdot 1,15 \cdot 330,2} = 0,595 .$

Сөнудің логарифмдік декременті δ көмекші құралдың (2.35) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,539 = 0,589;$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,595 = 0,645.$

R^2 реакциясының резонанстық құрамдас бөлігі көмекші құралдың (2.32) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,589} \cdot 0,063 \cdot 0,186 \cdot 0,764 = 0,075$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы үшін: $R^2 = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,645} \cdot 0,063 \cdot 0,186 \cdot 0,764 = 0,069$

Үдемелі ағынның жиілігі ν көмекші құралдың (2.27) Формуласы бойынша анықталады:

$$\theta = 0^\circ \text{ бұрышы үшін: } \nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,075}{0,676 + 0,075}} = 0,364 \text{ Гц.}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } \nu = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,069}{0,676 + 0,069}} = 0,349 \text{ Гц.}$$

Ең жоғары коэффициент k_p көмекші құралдың (2.26) Формуласы бойынша анықталады (коэффициентті көмекші құралдың 2.8-суреті бойынша да анықтауға болады):

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,364 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,364 \cdot 600)}} = 3,465$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы үшін: $k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,349 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,349 \cdot 600)}} = 3,453$

Құралымдық коэффициент $c_s c_d$ осы көмекші құралдың (2.20) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,465 \cdot 0,113 \cdot \sqrt{0,676 + 0,075}}{1 + 7 \cdot 0,113} = 0,937 ;$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,453 \cdot 0,113 \cdot \sqrt{0,676 + 0,069}}{1 + 7 \cdot 0,113} = 0,934.$$

Секциялар бойынша мұнараға түсетін желдік жүктеме көмекші құралдың 2.3.1.5.3-Тармақшасы бойынша анықталады. Осы жүктеме анықталатын баламалық орнықты әдістің қолданылуына тексеру орындалады. Тексеру көмекші құралдың (2.74) Формуласы бойынша анықталады.

Жекелеген көмекші элементтер үшін (антенналық жабдық) есептік желдік аудан $c_f \cdot A$ тапсырыс берушінің тапсырмасы бойынша қабылданады

Аталған мұнара үшін антенналарға арналған келесі желдік аудандар $c_f \cdot A$ қабылданған:

– РРС Ø3,0 м антеннасы үшін - $c_f \cdot A = 11,6 \text{ м}^2$;

– РРС Ø2,4 м антеннасы үшін - $c_f \cdot A = 7,5 \text{ м}^2$.

Желдік жүктемелер $c_{f,T} \cdot A_T$ жиыны $\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға түсетін желдің бағыты 40.000 м белгісінде антенналы алаңшалар үшін:

$$c_{f,T} \cdot A_T = 0,170 \cdot 5,002 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 39,05 \text{ м}^2 \text{ тең.}$$

Бұл сома $c_{f,T} \cdot A_T$ $1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 123,2 = 41,07 \text{ м}^2$ тең болатын жалпы жиынтықтау нәтижесінің 3/1 кем болып шықты.

40.000 м белгісіндегі алаңшасы бар және антенналы С5 секциясының жүктемесі мен салмағын қабылдай отырып, (2.74) Формуласы бойынша тексеру:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (496 + 1250)}{7850 \cdot 39,05 \cdot \sqrt{6,0 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{0}{40} \right)^2 = 0,357 < 1,$$

демек, $\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің кезіндегі баламалық есептеудің орнықты әдісін қолдануға болады.

Желдік жүктемелер $c_{f,T} \cdot A_T$ жиыны $\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға түсетін желдің бағыты 40.000 м белгісінде антенналы алаңшалар үшін

$$c_{f,T} \cdot A_T = 0,170 \cdot 5,002 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 39,05 \text{ м}^2 \text{ тең.}$$

Бұл сома $c_{f,T} \cdot A_T$ $1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 129,77 = 43,3 \text{ м}^2$ тең болатын жалпы жиынтықтау нәтижесінің 3/1 кем болып шықты.

40.000 м белгісіндегі алаңша мен антеннаның жүктемесі мен салмағын қабылдай отырып, (2.74) Формуласы бойынша тексеру:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (496 + 1250)}{7850 \cdot 39,05 \cdot \sqrt{8,485 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{0}{40} \right)^2 = 0,30 < 1,$$

демек, $\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің кезіндегі баламалық есептеудің орнықты әдісін қолдануға болады.

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің С1 секциясына арналған орташа желдің жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.75) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \Sigma c_f \cdot A_{ref} = \frac{1779,6}{1 + 7 \cdot 0,1279} \cdot 1,754 \cdot 7,721 = 12716,0 \text{ Н}$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің С1 секциясына арналған орташа желдің жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.75) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1779,6}{1 + 7 \cdot 0,1279} \cdot 1,952 \cdot 7,721 = 14150,0 \text{ Н}$$

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің С1 секциясына арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.76) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] =$$

$$= 12716,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot 0,937 - 1}{1,3051} \right] = 20220,0 \text{ Н}$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің С1 секциясына арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$:

$$F_{T,w}(z) = 14150,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot 0,934 - 1}{1,3051} \right] = 22435,0 \text{ Н}$$

Желдің ықпалына арналған жеке коэффициент $\gamma_Q = 1,4$ теңосы көмекші құралдың 2.2.-кестесіне сәйкес құралым сенімділігінің 2-сыныбына арналған. Сондықтан, желді басым ауыспалы ықпал ретінде есептей отырып, ҚР ҚН EN 1990 А1 Қосымшасына сәйкес, ықпалдарды үйлестіруге арналған желдің есептік жүктемесін алынған мәнге осы коэффициентті көбейту арқылы аламыз.

Осы көмекші құралдың 2.3.8 Тармағына сәйкес, жүктеме элементтің ұзындығы бойынша есептеледі, сондықтан желдік ықпалға арналған $\gamma_Q = 1,4$ тең жеке коэффициентті есепке ала отырып, С1 секциясына арналған мұнараның бір тіреуіш бағанына (белдігіне) желдің қарқынынан болатын есептік баламалы жүктеме:

$$\theta = 0^\circ \text{ бұрыштағы жел үшін: } q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 20220,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 885,0 \text{ Н/м;}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрыштағы жел үшін: } q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 22435,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 982,0 \text{ Н/м;}$$

мұндағы L – секция ұзындығы, n_n – тіреуіш баған саны.

Мұнараның өзге секцияларына арналған есептік желдік жүктеме осыған ұқсас есептелген.

а) Орташа желдің жүктемесі (есептік мәндер):

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 21350,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 23600,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 21650,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 23885,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 19260,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 21100,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 16640,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 18670,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

алаңша белг. 40.000м:

$$- F_{m,w}(z) = 1470,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 1470,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

Антенналарға арналған орташа желдің жүктемесі:

$$40,000\text{м белгі} - F_{m,w}(z) = 66280,0 \text{ Н;}$$

$$36,000\text{м белгі} - F_{m,w}(z) = 39930,0 \text{ Н;}$$

б) Жел қарқынының баламалы жүктемесі (есептік мәндер), таратылған жүктеме бір тіреуіш баған (белдік) үшін келтірілген:

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м)

$$- F_{T,w}(z) = 33515,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{T,w}(z) = 36920,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

– $q_{T,w} = 1047,0 \text{ Н/м}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $q_{T,w} = 1154,0 \text{ Н/м}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 34890,0 \text{ Н}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $F_{T,w}(z) = 38370,0 \text{ Н}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

– $q_{T,w} = 1090,0 \text{ Н/м}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $q_{T,w} = 1200,0 \text{ Н/м}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 31890,0 \text{ Н}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $F_{T,w}(z) = 34850,0 \text{ Н}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

– $q_{T,w} = 997,0 \text{ Н/м}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $q_{T,w} = 1090,0 \text{ Н/м}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 28520,0 \text{ Н}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $F_{T,w}(z) = 31890,0 \text{ Н}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

– $q_{T,w} = 890,0 \text{ Н/м}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $q_{T,w} = 997,0 \text{ Н/м}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

алаңша белг. 40.000 м:

– $F_{m,w}(z) = 2560,0 \text{ Н}$ ($q = 0^\circ$ үшін); $F_{m,w}(z) = 2560,0 \text{ Н}$ ($q = 45^\circ$ үшін);

Антенналарға арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі:

40,000м белгі – $F_{m,w}(z) = 115160,0 \text{ Н}$;

36,000м белгі – $F_{m,w}(z) = 68450,0 \text{ Н}$;

Жел қарқынының баламалық есептік жүктемелері SCAD бағдарламасы бойынша кеңістік сұлбасы бойынша есептеуге беріледі.

А.1.3 Құралымдар есебі

Мұнаның кеңістіктегі есебі SCAD Office жобалау-есептеу кешенін қолдана отырып орындалды.

Есеп меншікті салмақтың тұрақты жүктемесінің іс-әрекетіне (А.1.2.1 –тармақшасын қар.) және желдің ықпалына (А.1.2.2-тармақшасын қар.) орындалды.

Есептеу бойынша алынған элементтердегі (тс) ең жоғары (желдің ықпалына тұрақты жүктеменің есептік комбинациясы) күш сұлбасы А.4-суретте келтірілген.

А.1.4 Мұнара элементтерінің қиылыстар жіктемесі

Салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәндері көлденең қиылыстар жіктемесіне тәуелді болады.

1,2 және 3 сыныптар қиылыстарына арналған шекті қатынастарды осы көмекші құралдың 6.1.-кестесі бойынша қабылдау қажет.

Есептеулер үшін мұнара элементтерінің қиылысу сыныбын анықтау қажет. Мұнара элементтеріне арналған S275 болат аққыштық шегінің $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ номиналдық мәнімен қабылданған, сыртқы ауаның берілген есептік температурасы бойынша мұнараға арналған S235 болатты қолдану ұсынылмайды.

а) $\varnothing 244,5 \times 6,3$ құбырдан жсалған мұнаның тіреуіш бағандары (белдіктер) үшін (А.5-суретті қар.):

$$d = 244,5 \text{ мм}, \quad t = 6,3 \text{ мм}$$

$$\text{Құбыр диаметрінің оның қалыңдығына: } D / t = 244,5 / 6,3 = 38,8$$

Көмекші құралдың 6.1-кестесі бойынша шарт қиылыстың 2 сыныбы үшін – $D / t < 70 \cdot \varepsilon^2 = 70 \cdot 0,85 = 59,5$;

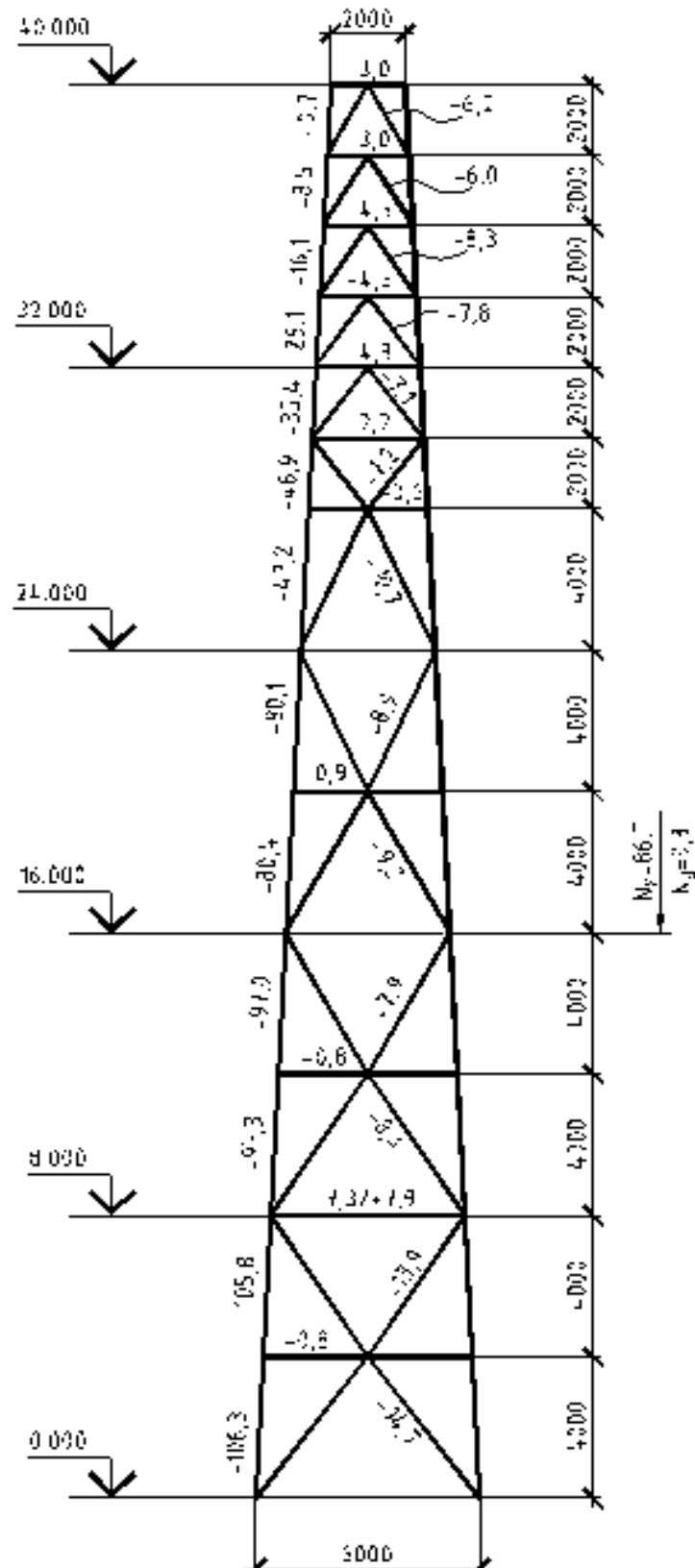
$$\text{қиылыстың 1 сыныбы үшін } - D / t < 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,85 = 42,5,$$

Шартты тексеру: $D / t = 38,8 < 42,5$ – 1-сыныпты құбырдың қиылысы.

б) $\varnothing 168,3 \times 4,5$ құбырдан жсалған мұнаның тіреуіш бағандары (белдіктер) үшін:

$d = 168,3 \text{ мм}$, $t = 4,5 \text{ мм}$

Қатынасы: $D / t = 168,3 / 4,5 = 37,4 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – 1-сыныпты құбырдың қиылысы.



А.4 Сурет. Мұнара элементтеріндегі ең жоғары күштердің сұлбасы (тс)

в) $\varnothing 127 \times 3,2$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу) үшін:

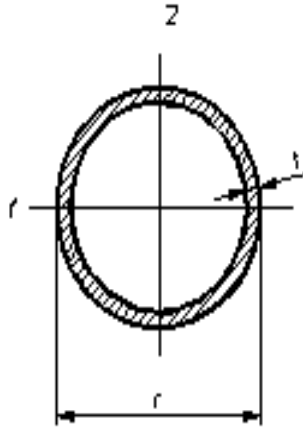
$$d = 127,0 \text{ мм}, \quad t = 3,2 \text{ мм}$$

Қатынасы: $D / t = 127,0 / 3,2 = 39,7 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

г) $\varnothing 101,6 \times 2,9$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу) үшін:

$$d = 101,6 \text{ мм}, \quad t = 2,9 \text{ мм}$$

Қатынасы: $D / t = 101,6 / 2,9 = 35,0 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – 1-сыныпты құбырдың қиылысы.



А.5 Сурет. Дөңгелек құбыр қиылысының мөлшерлері

д) $\varnothing 70 \times 2,6$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу) үшін:

$$d = 70,0 \text{ мм}, \quad t = 2,6 \text{ мм}$$

Қатынасы: $D / t = 70,0 / 2,6 = 26,9 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – 1-сыныпты құбырдың қиылысы.

Мұнара элементтерінің барлық қиылыстары 1-сыныпқа жатқызылады.

А.1.5 Мұнараның сығылған элементтерінің тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау

Сығылған элементтердің тұрақтылығын осы көмекші құралдың (6.19) Формуласы бойынша анықтайды:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

мұндағы N_{Ed} – SCAD Office бағдарламасы бойынша есептеу кезінде алынған ең жоғары күштердің сұлбасы бойынша қабылданған сығушы күштің есептік мәні (А.4-суретті қар.).

$N_{b,Rd}$ – сығылған элементтің тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні.

1) Тіреуіш бағандардың (белдіктердің) салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау.

а) DIN 2448 сортаменті бойынша қабылданған $\varnothing 244,5 \times 6,3$ құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С1 секциясының тіреуіш бағаны.

А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 1063000,0 \text{ Н}$;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары:

А қиылысу ауданы = 4710 мм^2 , инерция радиусы $i_{vv} = 8,42 \text{ см}$

Тіреуіш бағандар (белдіктер) икемділігін λ есептеу үшін көмекші құралдың 6.3.3.2.2 Тармақшасына сәйкес екі перпендикуляр жазықтықтағы қаттылықтың симметриялы байланыстары бар қабылданған сұлба бойынша, есептеу ұзындығы L желілер арасындағы геометриялық ұзындыққа тең: $L = 401 \text{ см}$ деп алынады.

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{401}{8,42} = 47,6 < \lambda_{\text{пред}} = 120 \text{ тең.}$$

Шекті икемділік $\lambda_{\text{пред}}$ осы көмекші құралдың 6.3.3.2.1 –тармақшасында көрсетілген.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 (6.3.2.3 Тармақшаны қар.):

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$$

1 және 2 сыныпты қиылыстарға арналған шартты икемділік $\bar{\lambda}$ (6.23) Формуласы бойынша анықталады

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{47,6}{86,8} = 0,548$$

Көмекші құралдың 6.9.-кестесі бойынша икемділіктің тиімділік коэффициенті анықталады: $k = 1,0$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ көмекші құралдың (6.25) Формуласы бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,0 \cdot 0,548 = 0,548$$

Ыстықтай өзгертілген құбырларға арналған тұрақтылық шығынының ауытқуы осы көмекші құралдың 6.8. кестесі бойынша қабылданады: «а».

Бастапқы шалағайлықты ескеретін α коэффициенті көмекші құралдың 6.3. - кестесі бойынша «а» ауытқуы үшін: $\alpha = 0,21$ деп қабылданады.

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства, для кривой «а» принимается по Таблице 6.7 пособия : $\alpha = 0,21$.

Төмендету коэффициентін χ анықтауға арналған Φ шамасы осы көмекші құралдың 6.3.2.2-Тармақшасы бойынша $\bar{\lambda}$ орнына тиімділік икемділігін $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ қолдана отырып анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,548 - 0,2) + 0,548^2 \right] = 0,687$$

Төмендету коэффициенті χ осы көмекші құралдың (6.22) Формуласы бойынша анықталады:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,687 + \sqrt{0,687^2 - 0,548^2}} = 0,9087$$

Тұрақтылығы бойынша сығылған элементтің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні $N_{b,Rd}$ 1 және 2 сыныпты қиылыстар үшін осы көмекші құралдың (6.20) Формуласы бойынша анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9087 \cdot 4710 \cdot 275}{1} = 1176995,0 \text{ Н ,}$$

мұндағы тұрақтылық бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_{M1} = 1,0$.

Ø244,5×6,3 құбырдан жасалған тіреу бағанының (белдігінің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1063000,0}{1176995,0} = 0,91 < 1,0$$

Тіреу бағанының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

б) DIN 2448 сортаменті бойынша қабылданған Ø168,3×4,5 құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С4 секциясының тіреуіш бағаны.

А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 472000,0 \text{ Н ;}$

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 2320 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 5,79 \text{ см}$

Тіреуіш бағандарға арналған есептеу ұзындығы : $L = 401$ см.

Икемділік: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{401}{8,42} = 47,6 < \lambda_{\text{пред}} = 120$ тең.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$ тең.

Шартты икемділік $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{69,3}{86,8} = 0,798$ тең

Тиімді икемділік коэффициенті: $k = 1,0$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,0 \cdot 0,798 = 0,798$ тең.

«а» ауытқуы үшін қабылданған α коэффициенті: $\alpha = 0,21$.

Ф шамасы: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,798 - 0,2) + 0,798^2] = 0,881$ тең

Төмендету коэффициенті χ : $\chi = \frac{1}{0,881 + \sqrt{0,881^2 - 0,798^2}} = 0,797$ тең.

Тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,797 \cdot 2320 \cdot 275}{1} = 508480,0 \text{ Н тең.}$$

Ø168,3×4,5 құбырдан жасалған тіреуіш бағандардың (белдіктердің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{472000,0}{508480,0} = 0,93 < 1,0$$

Тіреуіш бағандардың тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

2) Қаттылықтың негізгі байланыстарының (көлбеулердің) салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау.

а) 2448 сортаменті бойынша қабылданған Ø127×3,2 құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С1 секциясының көлбеуі.

А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 147000,0$ Н ;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 1240$ мм², $i_{yy} = 4,38$ см

Қаттылықтың негізгі байланысының (көлбеудің) есептеу ұзындығы, осы көмекші құралдың 6.7. суретінің III сұлбасына сәйкес желіәлер арасындағы геометриялық ұзындыққа тең деп алынады – $L = 500,2$ см.

Икемділік: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{500,2}{4,38} = 114,2 < \lambda_{\text{пред}} = 180$ тең.

Шекті икемділік $\lambda_{\text{пред}}$ осы көмекші құралдың 6.3.3.3.1 Тармақшасында көрсетілген.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$ тең.

Шартты икемділік $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{114,2}{86,8} = 1,316$ тең.

Ыстықтай өзгертілген құбырларға арналған тұрақтылық шығынының ауытқуы осы көмекші құралдың 6.8. кестесі бойынша қабылданады: «а».

Көмекші құралдың 6.10 (б) кестесі бойынша икемділіктің тиімді коэффициенті анықталады: $k = 0,95$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,95 \cdot 1,316 = 1,25$ тең.

α коэффициенті көмекші құралдың 6.7. - кестесі бойынша «а» ауытқуы үшін: $\alpha = 0,21$ деп қабылданған.

Төмендету коэффициентін χ анықтауға арналған Φ шамасы $\bar{\lambda}$ орнына тиімділік икемділігін $\bar{\lambda}_{eff}$ қолдана отырып анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,25 - 0,2) + 1,25^2 \right] = 1,392 ;$$

$$\text{Төмендету коэффициенті } \chi: \chi = \frac{1}{1,392 + \sqrt{1,392^2 - 1,25^2}} = 0,499 \text{ тең;}$$

Тұрақтылығы бойынша көлбеудің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні $N_{b,Rd}$ анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,499 \cdot 1240 \cdot 275}{1} = 170160,0 \text{ Н}$$

$\varnothing 127 \times 3,2$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысының (белдігінің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{147000,0}{170160,0} = 0,87 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланысының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

DIN сортаменті бойынша жақын қиылыстарды тұрақтылық шарты қанағаттандырмайтындықтан, қаттылық байланысының қиылысуы $\varnothing 127 \times 3,2$ құбырдан қабылданады.

б) 2448 сортаменті бойынша қабылданған $\varnothing 101,6 \times 2,9$ құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С2 секциясының көлбеуі. А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 84000,0 \text{ Н}$;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 899 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 3,49 \text{ см}$

Көлбеудің есептік ұзындығы – $L = 477,5 \text{ см}$.

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{477,5}{3,49} = 136,8 < \lambda_{пред} = 180 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 86,8 \text{ тең.}$

$$\text{Шартты икемділік } \bar{\lambda}: \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{136,8}{86,8} = 1,576 \text{ тең.}$$

Тиімді икемділік коэффициенті: $k = 0,95$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{eff}$: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,576 = 1,497 \text{ тең.}$

а» ауытқуы үшін қабылданған α коэффициенті: $\alpha = 0,21$.

$$\Phi \text{ шамасы: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,497 - 0,2) + 1,497^2 \right] = 1,757 \text{ тең;}$$

$$\text{Төмендету коэффициенті } \chi: \chi = \frac{1}{1,757 + \sqrt{1,757^2 - 1,497^2}} = 0,373 \text{ тең.}$$

Тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,373 \cdot 899 \cdot 275}{1} = 92210,0 \text{ Н}$$

$\varnothing 101,6 \times 2,9$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланыстарының (көлбеулердің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{84000,0}{92210,0} = 0,91 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланыстарының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

в) 2448 сортаменті бойынша қабылданған $\varnothing 70 \times 2,6$ құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С4 секциясының көлбеуі. А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 72000,0$ Н;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 551 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 2,38 \text{ см}$

Көлбеудің есептік ұзындығы $L = 250,2 \text{ см}$.

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{250,2}{2,38} = 105,1 < \lambda_{пред} = 180 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 86,8 \text{ тең.}$

$$\text{Шартты икемділік } \bar{\lambda}: \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{105,1}{86,8} = 1,211 \text{ тең.}$$

Тиімді икемділік коэффициенті: $k = 0,95$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{eff}$: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,211 = 1,15 \text{ тең.}$

а) ауытқуы үшін қабылданған α коэффициенті: $\alpha = 0,21$.

$$\Phi \text{ шамасы: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,15 - 0,2) + 1,15^2 \right] = 1,262 \text{ тең;}$$

$$\text{Төмендету коэффициенті: } \chi = \frac{1}{1,262 + \sqrt{1,262^2 - 1,15^2}} = 0,562 \text{ тең.}$$

Тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,562 \cdot 551 \cdot 275}{1} = 85150,0 \text{ Н}$$

$\varnothing 70 \times 2,6$ құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланыстарының (көлбеулердің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{72000,0}{85150,0} = 0,85 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланыстарының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

г) 2448 сортаменті бойынша қабылданған $\varnothing 101,6 \times 2,9$ құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С1 секциясының кергіші. А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 8000,0$ Н;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 551 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 2,38 \text{ см}$

Кергіштің есептік ұзындығы $L = 280 \text{ см}$ тең (кергіш жазықтықтан қаттылықтың көмекші байланыстарымен – диафрагмалармен шешілген).

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{280}{2,38} = 117,6 < \lambda_{пред} = 180 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 86,8 \text{ тең.}$

$$\text{Шартты икемділік } \bar{\lambda}: \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{117,6}{86,8} = 1,355 \text{ тең.}$$

Тиімді икемділік коэффициенті: $k = 0,95$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{eff}$: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,355 = 1,287 \text{ тең.}$

«а» ауытқуы үшін қабылданған α коэффициенті: $\alpha = 0,21$.

Ф шамасы: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,287 - 0,2) + 1,287^2] = 1,443$ тең;

Төмендету коэффициенті χ : $\chi = \frac{1}{1,443 + \sqrt{1,443^2 - 1,287^2}} = 0,477$ тең.

Тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,477 \cdot 551 \cdot 275}{1} = 72270,0 \text{ Н}$$

Ø70×2,6 құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысының (кергіштің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{8000,0}{72270,0} = 0,11 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланыстарының (кергіштің) тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

Қиылысу бірегейлендіру икемділігі бойынша қабылданады.

д) 2448 сортаменті бойынша қабылданған Ø127×3,2 құбырдан жасалған (ыстықтай өзгертілген) С1 секциясының кергіші. А.4-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 73000,0 \text{ Н}$;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары: $A = 1240 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 4,38 \text{ см}$

Кергіштің есептік ұзындығы оның геометриялық ұзындығына тең: $L = 520 \text{ см}$.

Икемділік: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{520}{4,38} = 118,7 < \lambda_{пред} = 180$ тең.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 86,8$ тең.

Шартты икемділік $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{118,7}{86,8} = 1,367$ тең.

Тиімді икемділік коэффициенті: $k = 0,95$.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{eff}$: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,367 = 1,298$ тең.

«а» ауытқуы үшін қабылданған α коэффициенті: $\alpha = 0,21$.

Ф шамасы: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,298 - 0,2) + 1,298^2] = 1,458$ тең.

Төмендету коэффициенті χ : $\chi = \frac{1}{1,458 + \sqrt{1,458^2 - 1,298^2}} = 0,471$ тең.

Тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттіліктің есептеу мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,471 \cdot 1240 \cdot 275}{1} = 160610,0 \text{ Н}$$

Ø127×3,2 құбырдан жасалған қаттылықтың негізгі байланысының (көлбеудің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{73000,0}{160610,0} = 0,46 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланыстарының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

Қиылысу бірегейлендіру икемділігі бойынша қабылданады.

Қаттылықтың барлық көмекші байланыстары икемділігі бойынша қабылданған.

Элементтердің бекітілуін, қиылысуын (мысалы, кергіштер, диафрагмалар)

құрастыру кезінде желілер есебі өзгеріске ұшырауы мүмкін, сондықтан ол элементтер міндетті түрде тексеруден өткізілуі тиіс.

Пайдалану жарамдылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілікті тексеруге арналған ауытқулар мен бұрылыстар бұл үлгіде қарастырылған жоқ. Нақты мұнараларды жобалау кезіндегі ауытқулар мен бұрылыстар желдік ықпалдың сипаттамалық мәнін ескере отырып, ЭЕМ есептеу кезінде алынған нәтижелер бойынша қабылдануы қажет.

А.3 Үлгісінде белгідегі желінің есебі осы үлгімен есептелген мұнара секцияларының тіреуіш бағандарының ернемекті қосылысы 16.000 м белгіде (А.1 суретіндегі 1-желіні қар.) келтірілген.

Мұнара есебінің келтірілген үлгісін осы құралымдардың техникалық шешімдерінің үлгісі ретінде емес, ҚР ҚН EN нормалары материалдарын пайдалану үлгісі ретінде қарастыру қажет

А.2 ҮЛГІСІ. Илемдік теңсөрелі бұрыштардың элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м мұнараның есебі.

А.2.1 Бастапқы деректері

Илемдік теңсөрелі бұрыштардың элементтерімен шаршылай қиылысу жоспарындағы биіктігі 40,0 м керегелі мұнараның есебін орындау талап етіледі.

Мұнара осы көмекші құралдың 2.3.1.1.5-Тармақшасы бойынша 0,38 кПа желдік қысымның нормативтік (сипаттамалық) мәнімен қабылданған III желдік аудандағы құрылысқа арналған. Желдік ықпалға арналған өңірдің тұрпаты осы көмекші құралдың 2.4.-кестесі бойынша I деп қабылданған. Мұнара 14° ($\Phi = 0,25$) еңістіктегі ылдига орналасқан және сыртқы ауа температурасы $-30^\circ > t \geq -40^\circ$ аралығындағы аудандардың құрылысына арналған.

Мұнараның сенімділік сыныбы осы көмекші құралдың 2.1.-кестесі бойынша 2 болып қабылданған.

Мұнара 40.000 м белгісіндегі мөлшері $6,0 \times 6,0$ м и $2,0 \times 2,0$ м негізіндегі төртқырлы керегекөз пирамиданы бейнелейді. Мұнара әрқайсысының ұзындығы 80 м болатын бес секциядан тұрады. Мұнараның көлденең қиылысындағы кеңістік өзгермеушілігін қамтамасыз ету үшін 4.000 м, 12.000 м, 20.000 м, 28.000 м, 36.000 м және 40.000 м белгілердегі диафрагмалар қарастырылған

Адамдарды мұнараға көтеру үшін дөңгелек болаттармен қоршалған тік баспалдақ-сатылар мен демалу үшін швеллерлерден жасалған көшпелі алаңшалар жасалған. 12.000 м, 20.000 м и 28.000 м белгілерінде көшпелі алаңшалар орналастырылған. 36.000 м және 40.000 м белгілерінде жабдыққа қызмет көрсету алаңшалары қарастырылған. Сақиналық тұрпаттағы ернемектер арқылы секцияларды өзара бұрандамалармен біріктіру қарастырылған. Қаттылық байланыстарының (мұнара керегелерінің) тіреуіш бағандарға (мұнара белдіктеріне) жанасуы фасонка арқылы бұрандамалармен қарастырылған.

Элементтердің қиылысуы DIN сортаменттері бойынша қабылданған: ірі дөңгелек құбырлар үшін –DIN 2448 бойынша, швеллерлер үшін –DIN 1026 бойынша, бұрыштар үшін –DIN 1028 бойынша. Құбырлар ыстықтай өзгерген күйде қабылданған.

Мұнара элементтері мен баспалдақ-сатылардың қиылысуымен мұнара сұлбасы А.6 суретінде келтірілген. Диафрагмалар мен алаңшалар элементтерінің қиылыстарын А.7 суреттен қар.

Мұнарада келесі жабдық қарастырылған:

– 40.000 м белгісіндегі алаңшада $\varnothing 48$ мм (2 дана) фидерлермен PPC $\varnothing 3,0$ м 2 антенна және $\varnothing 20$ мм (2 дана) фидерлермен PPC $\varnothing 2,4$ м 2 антенна орнатылған.

– 36.000 м белгісіндегі алаңшада Ø48 мм (2 дана) фидерлермен РРС Ø3,0 2 антенна орнатылған.

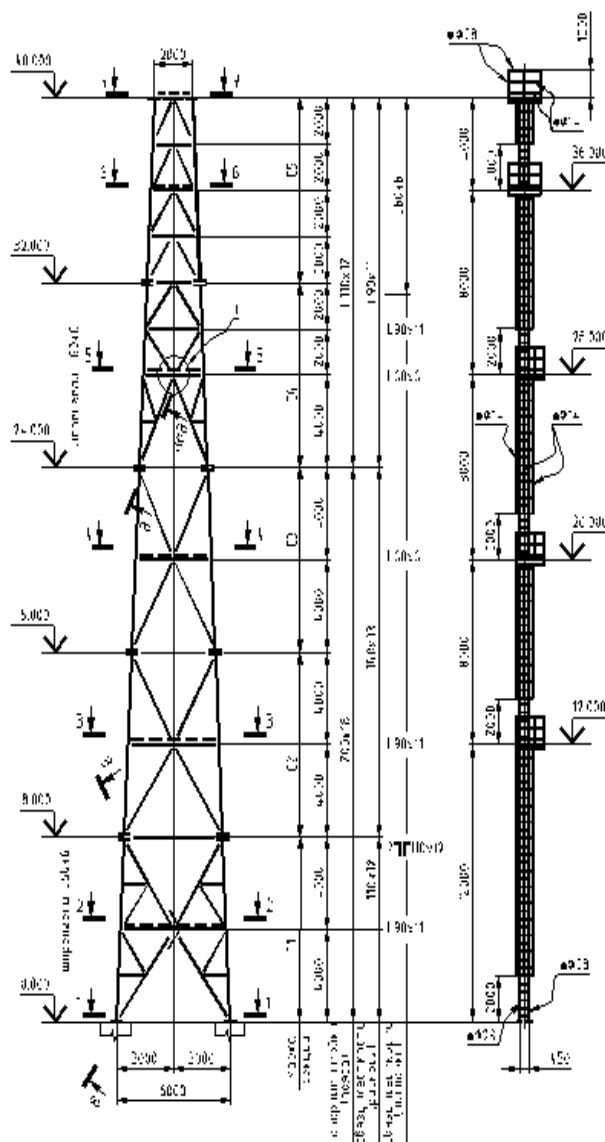
А.2.2 Жүктемелерді жинау

А.2.2.1 Тұрақты жүктемелерді анықтау.

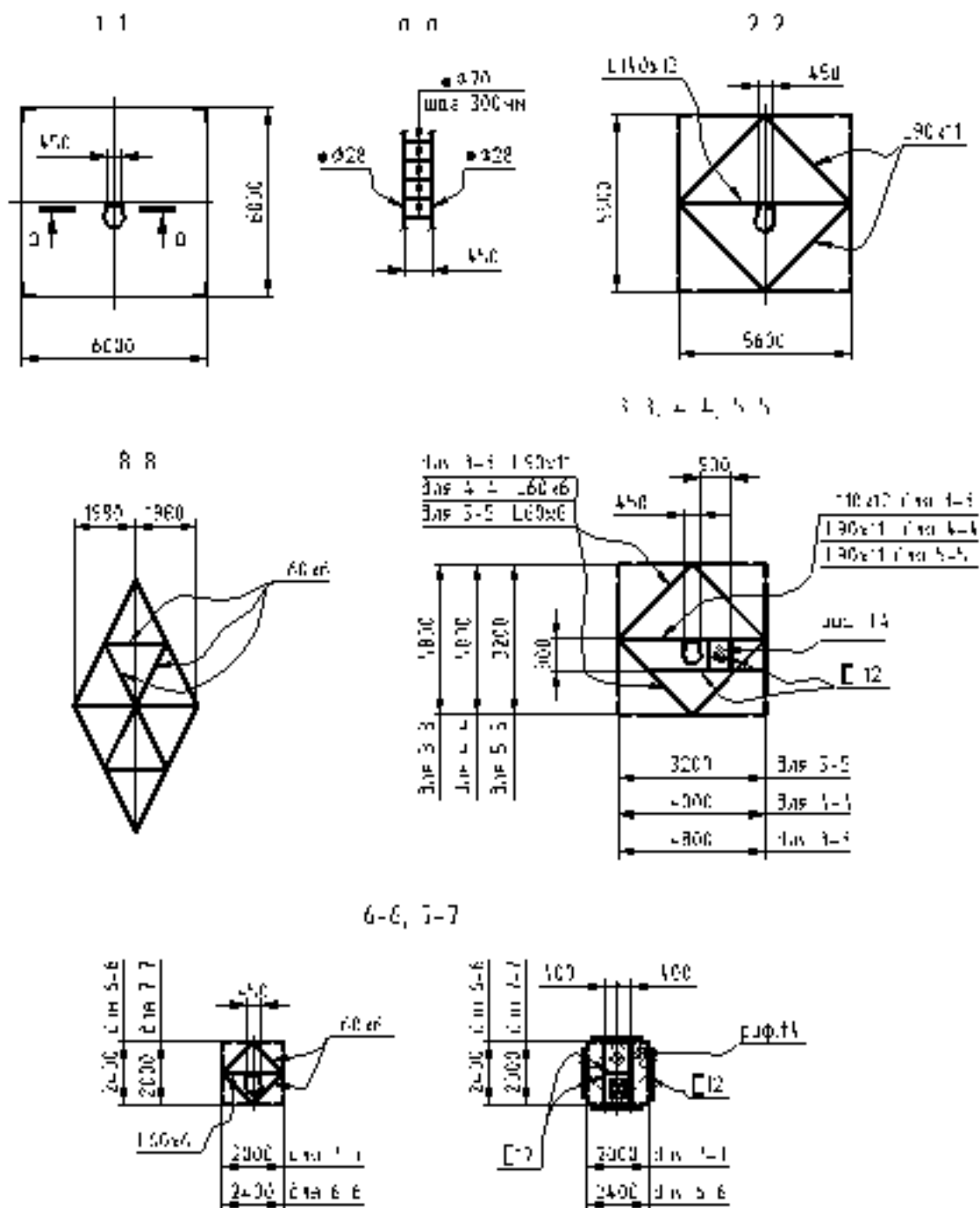
Тұрақты жүктемелер мұнара элементтерінің меншікті салмағы мен жабдықтың салмағына қарай анықталады. Мұнараның меншікті салмағы тиісті бағдарламалар бойынша (мысалы, SCAD Office жобалау-есептеу кешені) орындау кезінде есепке алынуы мүмкін (мұнара құралымының есепке алынбаған элементтеріне тиісті коэффициентті қабылдаумен).

Бұл үлгіде есептеу тапсырмасына арналған тұрақты жүктемелер жиыны келтірілген.

Төменде С1 таңбалы секцияларға арналған тұрақты жүктемені анықтау көрсетілген (0.000 ÷ 8.000 м белгілері). Белдіктер мен көлбеулерді шешу үшін қаттылықтың көмекші байланыстары (шпренгельдер) қабылданған.



А.6 Сурет. Биіктігі 40,0 м мұнараның оқпаны мен сатысы элементтерінің сұлбасы



А.7 Сурет. Алаңшалардың элементтері мен диафрагмалардың сұлбасы

С1 секциясының қабылданған қиылыстары (DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған илемдік бұрыштардың элементтері):

– тіреуіш бағандар(белдіктер): L200×18 бұрышы; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны $n = 4$ дана;
салмағы $g = 54,3$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланыстары (көлбеулер): L110×12 бұрышы; ұзындығы $\ell = 5,0$ м и $\ell = 4,7$ м; саны $n = 8$ дана (әрқайсысының ұзындығы); салмағы $g = 19,7$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): L90×11 бұрышы; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 14,7$ кг/м;

– қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): 2 L110×12 бұрышы; ұзындығы $\ell = 5,2$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 39,4$ кг/м;

– қаттылықтың көмекші байланыстары (шпренгельдер): L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 2,5$ м және $\ell = 1,4$ м; саны $n = 16$ шт (әрқайсысының ұзындығы); салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– қаттылықтың көмекші байланысы (шпренгель): L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 2,0$ м; саны $n = 8$ дана салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– ернемектер: 220×320×30 мм; ауданы $A = 0,07$ м²; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 235,5$ кг/м²;

– фасонкалар: 200×500×8 мм; ауданы $A = 0,1$ м²; саны $n = 24$ дана салмағы $g = 62,8$ кг/м²;

– тіреуіш плита: 420×420×40 мм; ауданы $A = 0,176$ м²; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 314,0$ кг/м²;

– қаттылықтың көмекші байланысы (диафрагма): L140×13 бұрышы; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 27,5$ кг/м;

– қаттылықтың көмекші байланысы (диафрагма): L90×11 бұрышы; ұзындығы $\ell = 4,0$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 14,7$ кг/м.

Суммарная нагрузка G_k от собственного веса элементов секции определяется по формуле:

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad H$$

мұндағы g – кума метрдің (немесе алаңшаның) салмағы, кг/м немесе кг/м²;

ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м²;

n – секция элементтерінің саны;

k – есепке алынбаған элементтер коэффициент.

C1 секциясы элементтерінің меншікті салмағының жиынтық тұрақты жүктемесі G_{k1} (сипаттамалық мәні):

$$G_{k1} = 54,35 \cdot 8,0 \cdot 4 + 19,7 \cdot (5,0 + 4,7) \cdot 8 + 14,7 \cdot 5,6 \cdot 4 + 39,4 \cdot 5,2 \cdot 4 + 5,42 \cdot 2,5 \cdot 16 + 5,42 \cdot 1,4 \cdot 16 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 8 + 235,5 \cdot 0,07 \cdot 4 \cdot 1,1 + 62,8 \cdot 0,1 \cdot 24 \cdot 1,1 + 314,0 \cdot 0,176 \cdot 4 \cdot 1,2 + 27,5 \cdot 5,6 \cdot 1 \cdot 1,1 + 14,7 \cdot 4,0 \cdot 4 \cdot 1,1 = 5770,0 \text{ кгс} = 57700,0 \text{ Н}$$

Сатының, саты қоршауы мен фидерлердің элементтерінің қиылысы (ұзындығы 8,0 м секцияға арналған):

– бағандар: •Ø28 мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана салмағы $g = 4,83$ кг/м;

– басқыштар: •Ø20 мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 27 дана салмағы $g = 2,5$ кг/м;

– қоршау: •Ø14 мм; ұзындығы $\ell_1 = 8,0$ м; саны 3 дана

ұзындығы $\ell_2 = 1,75$ м; саны 13 дана салмағы $g = 1,21$ кг/м;

– фидер: •Ø48 мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 4 дана салмағы $g = 1,0$ кг/м;

– фидер: •Ø20 мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана салмағы $g = 0,15$ кг/м.

C1 секциясы элементтерінің меншікті салмағының жиынтық тұрақты жүктемесі G_{k2} (мұнара секцияларының барлық таңбалары үшін):

$$G_{k2} = 4,83 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,45 \cdot 27 + 1,21 \cdot (8,0 \cdot 3 + 1,75 \cdot 13) + 1,0 \cdot 8,0 \cdot 4 \cdot 1,2 + 0,15 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 220,0 \text{ кгс} = 2200,0 \text{ Н}$$

Осы көмекші құралдың 2.3.8 Тармағына сәйкес жүктеме элементтің ұзындығы бойынша есептеледі, сондықтан мұнараның бір тіреуіш бағанына (белдігіне) бөлінетін тұрақты жүктеме:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L / n_n = (57700,0 + 2200,0) / 8,0 / 4 = 1872,0 \text{ Н/м тең болады,}$$

мұндағы L – секцияның ұзындығы;

n_n – белдіктер саны.

C2, C3, C4, C5 секцияларының тұрақты жүктемесі А.6 және А.7 суреттеріндегі сұлбалар бойынша анықталатын элементтердің сәйкес қиылыстарын, ұзындығы мен санын ескере отырып, осыған ұқсас есептеледі.

40.000 м белгісіндегі алаңшадан қиылыстары бар тұрақты жүктемені анықтау:

– арқалықтар: швеллер [12; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м, саны $n = 6$ дана және $\ell_2 = 0,8$ м, саны $n = 1$ дана, салмағы $g = 13,4$ кг/м;

– диафрагма: L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 1,3$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– диафрагма: L60×6 бұрышы; ұзындығы $\ell = 2,0$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 5,42$ кг/м;

– люк: L50×5 бұрышы; ұзындығы $\ell = 0,8$ м; саны $n = 4$ дана салмағы $g = 3,77$ кг/м;

– қалыңдығы t4 бұдыр төсем: $A = 4,0$ м²; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 33,4$ кг/м²;

– қоршау: •Ø28 мм; ұзындығы $\ell_1 = 1,2$ м; саны $n = 8$ дана $\ell_2 = 8,0$ м; саны $n = 1$ дана салмағы $g = 4,83$ кг/м;

– қоршау: •Ø14 мм; ұзындығы $\ell_1 = 8,0$ м; саны $n = 2$ дана салмағы $g = 1,21$ кг/м.

40.000 м белгісіндегі алаңшаның жиынтық тұрақты сипаттамалық жүктемесі $G_{к.пл}$:

$$G_{к.пл} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot (2,0 \cdot 6 + 0,8) \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot 0,8 \cdot 4 \cdot 1,1 + 4,0 \cdot 33,4 + 4,83 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) \cdot 1,2 + 1,21 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 504,0 \text{ кгс} = 5040,0 \text{ Н}$$

Жекелеген көмекші элементтердің тұрақты жүктемелерін анықтау (жабдық салмағы – антенналар).

Антенналардың салмағы тапсырыс берушінің тапсырмасы бойынша қабылданады.

Осы мұнара үшін:

– РРС Ø3,0 м антенналары – $G_{ант.} = 310$ кг

– РРС Ø2,4 м антенналары – $G_{ант.} = 225$ кг

Антенналарға арналған трубобағандар Ø114×3,6; ұзындығы $\ell = 3,0$ м; салмағы $g = 10,03$ кг/м

40.000 м белгісіндегі көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі:

$$G_{к.отм.40} = (310 \cdot 2 + 225 \cdot 2) \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 4 \cdot 1,05 = 1250,0 \text{ кгс} = 12500,0 \text{ Н};$$

36.000 м белгісіндегі көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі:

$$G_{к.отм.36} = 310 \cdot 2 \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 2 \cdot 1,05 = 714,0 \text{ кгс} = 7140,0 \text{ Н},$$

мұндағы $k = 1,05$ есепке алынбаған элементтер.

Есептеу нәтижелері А.2 кестесінде келтірілген. Есептік жүктеме құралым сенімділігінің 2 сыныбына арналған осы көмекші құралдың 22.2. кестесі бойынша қабылданған тұрақты жүктемеге $\gamma_G = 1,1$ арналған жеке қауіпсіздік коэффициентінің жоғарыда келтірілген сипаттамалық мәндеріне көбейту арқылы алынған.

А.2.2.2 Желдік жүктемелерді анықтау

Аталған мұнара үшін қабылданған 0,38 кПа желдік қысымның нормативтік мәні үшін желдің базалық жылдамдығының негізгі мәні көмекші құралдың (2.1) Формуласына сәйкес алынған:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенттер $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Желдің жылдамдығының базалық мәні v_b көмекші құралдың (2.2) Формуласына сәйкес:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с тең.}$$

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ өңірдің кедір-бұжырлығына, орографиясына және жел жылдамдығының базалық мәніне v_b тәуелді болады.

Мұнараның әрбір секциясы үшін желдің орташа жылдамдығын анықтауға арналған биіктік z секция биіктігінің шегіндегі шекара аумақтарының ортасы бойынша қабылданады (белгілер 4.000м, 12.000м, 20.000м, 28.000м және 36.000м) және жоғарғы аумақ үшін 40.000м белгісі қабылданады.

A.2 Кесте Мұнараға түсетін тұрақты жүктемелер

Секция маркасы (белгілер)	өлш. бірл.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	40.000 м белг. аумағы	36.000 м белг. аумағы
Құралымға түсетін жалпы жүктеме (сипаттамалық)	Н	59930,0	50520,0	45760,0	29630,0	31320,0	5040,0	—
Бір тіреуіш бағанға бөлінген (сипаттамалық)	Н/м	1873,0	1580,0	1430,0	925,0	980,0	—	—
Бір тіреуіш бағанға бөлінген (есептік)	Н/м	2060,0	1740,0	1575,0	1020,0	1080,0	—	—
Жекелеген көмекші элементтерден (антенналардан) жүктеме (сипаттамалық)	Н	—	—	—	—	—	12500,0	7140,0
Антенналар мен алаңшадан бір тіреуіш бағанға түсетін желілік жүктемелер (есеп- тік)	Н	—	—	—	—	—	4825,0	1964,0

Өңірдің тұрпатын (кедір-бұдырлығын) есепке алушы коэффициент осы көмекші құралдың (2.4) Формуласына сәйкес анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right) = 1,017,$$

Мұндағы, осы көмекші құралдың 2.4 – кестесі бойынша қабылданған өңір коэффициенті k_r I өңір тұрпаты үшін:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,1698 \text{ тең,}$$

Мұндағы, $z_0 = 0,01$ 2.4-кесте бойынша қабылданған, ал $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,204$;

20.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,291$;

28.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,347$;

36.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,390$;

40.000 м белгісі үшін – $c_r(z) = 1,408$.

Бастапқы деректерге сәйкес, мұнара жердің тегіс бетінде орналасқан, сондықтан орографиялық коэффициент $c_o(z) = 1$.

Жер деңгейінен жоғары z биіктігіндегі желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ осы көмекші құралдың (2.3) Формуласына сәйкес анықталады:

4.000 м белгісі үшін: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,017 \cdot 1,0 \cdot 29,2 = 29,7 \text{ м/с}$.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 35,15 \text{ м/с}$;

20.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 37,68 \text{ м/с}$;

28.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 39,34 \text{ м/с}$;

36.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 40,59 \text{ м/с}$;

40.000 м белгісі үшін – $v_m(z) = 41,11 \text{ м/с}$.

Турбуленттілік қарқындылығы $I_v(z)$ осы көмекші құралдың (2.14) Формуласы бойынша анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right)} = 0,1669,$$

мұндағы турбуленттілік коэффициенті $k_i = 1,0$, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес қабылданған.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1410$;

20.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1316$;

28.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1260$;

36.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1221$;

40.000 м белгісі үшін – $I_v(z) = 0,1206$.

Жылдамдық қарқынының ең жоғары мәні $q_p(z)$ көмекші құралдың (2.15) Формуласы бойынша анықталады:

4.000 м белгісі үшін:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 29,7^2 = 1195,4 \text{ Н/м}^2,$$

мұндағы $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – ауаның тығыздығы.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 1534,4 \text{ Н/м}^2$;

20.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 1704,8 \text{ Н/м}^2$;

28.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 1820,4 \text{ Н/м}^2$;

36.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 1909,8 \text{ Н/м}^2$;

40.000 м белгісі үшін – $q_p(z) = 1948,0 \text{ Н/м}^2$.

Көмекші құралдың (2.18) формуласы бойынша желдік жүктемені F_w анықтау үшін құралымдық коэффициентті c_{sd} есептеп шығару қажет (көмекші құралдың 2.3.1.1.13 – Тармақшасын қар.), ол үшін алдымен k_p , B және R параметрлері анықталады (көмекші құралдың 2.3.1.1.14 – Тармақшасын қар.).

ҚР ҚН EN 1991-1-4 6.1-суретке сәйкес тік имараттар үшін қабылданған базалық биіктік z_s үшін құралымдық коэффициент анықталады:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 40,0 = 24,0 \text{ м},$$

мұндағы h – имараттың биіктігі.

Базалық биіктікке z_s тең 24.000 м белгісі үшін:

- өңірдің тұрпатын есепке алатын коэффициент: $c_r(z) = 1,321$;

- желдің орташа жылдамдығы: $v_m(z) = 38,58 \text{ м/с}$;

- турбуленттілік қарқындылығы: $I_v(z) = 0,1285$;

- жылдамдық қарқынының ең жоғары мәні: $q_p(z) = 1767,0 \text{ Н/м}^2$ анықталады.

Осы көмекші құралдың 2.3.1.1.15 – Тармақшасына сәйкес, 24.000 м белгісі үшін осы көмекші құралдың (2.23) Формуласы бойынша есептелетін турбуленттілік ұзындығының масштабы $L(z)$ анықталады:

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,01) = 0,43974 \text{ болғанда,}$$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{24}{200} \right)^{0,43974} = 118,1 \text{ м,}$$

мұндағы базалық биіктік $z_t = 200$ м, ұзындықтың базалық масштабы $L_t = 300$ м.

Негізгі меншікті майысу жиілігі n_1 көмекші құралдың (2.29) Формуласы бойынша анықталады:

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{40} = 1,15, \text{ Гц}$$

Жел күшінің спектралдық тығыздық функциясын $S_L(z, n)$ анықтау үшін $n = n_1$ бойынша 24.000 м белгісіндегі өлшемсіз жиілік $f_L(z, n)$ есептелуге тиіс:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,15 \cdot 118,1}{38,58} = 3,52.$$

Жел күшінің спектралдық тығыздық функциясын $S_L(z, n)$ 2.7-суреттегі кесте бойынша анықталуы немесе осы көмекші құралдың (2.24) Формуласы бойынша есептелуі тиіс:

$$24.000 \text{ м белгісі үшін: } S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,52}{(1 + 10,2 \cdot 3,52)^{5/3}} = 0,059.$$

B^2 реакциясының фондық құрамдас бөлігі көмекші құралдың (2.25) Формуласы бойынша есептеледі:

$$24.000 \text{ м белгісі үшін: } B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{3,6 + 40,0}{118,1} \right)^{0,63}} = 0,676,$$

мұндағы $b = 3,6$ м, $h = 40,0$ м – желге перпендикуляр бағыттағы имараттың ені мен биіктігі.

R^2 реакциясының резонанстық құрамдас бөлігін анықтауға арналған параметрлер 2.3.1.1.22-Тармақшасы бойынша есептеледі:

$$24.000 \text{ м белгісі үшін: } \eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 40}{118,1} \cdot 3,52 = 5,484,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 3,6}{118,1} \cdot 3,52 = 0,494.$$

Аэродинамикалық өткізгіштік функциялары R_h және R_b негізгі майысу тербелістерінің нысандары үшін осы көмекші құралдың (2.33) және (2.34) Формулалары бойынша есептеледі:

24.000 м белгісі үшін олар:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{5,484} - \frac{1}{2 \cdot 5,484^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 5,484}) = 0,166;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,494} - \frac{1}{2 \cdot 0,494^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,494}) = 0,738 \text{ тең.}$$

Құралымдық сөнудің логарифмдік декременті көмекші құралдың 2.7.-кестесі бойынша қабылданады: қарапайым бұрандамалармен бекітілген мұнаралар үшін $\delta_s = 0,05$ тең.

Тербелістердің негізгі нысаны осы көмекші құралдың (2.40) Формуласы бойынша анықталады:

$$4.000 \text{ м белгісі үшін: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta = \left(\frac{4}{40} \right)^{2,5} = 0,003,$$

мұндағы $\zeta = 2,5$ – торлы құралымның металл мұнараларға арналған.

Ұқсас есептелді: 12.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,049$;

20.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,177$;

28.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,410$;

36.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 0,769$;

40.000 м белгісі үшін – $\Phi_1(z) = 1,000$.

Аэродинамикалық сөнудің логарифмдік декрементін δ_a анықтау үшін осы көмекші құралдың 2.3.1.4-Тармақшасына сәйкес мұнаралардың торлы құралымдары үшін анықталатын жүктеме (күш) коэффициентінің мәні c_f қажет. Төменде осы жүктеме коэффициентінің c_f анықтамасы келтірілген.

Ең алдымен көмекші құралдың 2.3.1.4.4-Тармақшасына сәйкес мұнараның құралымдық элементтеріне арналған желдік жүктеме коэффициенті $c_{f,s}$ анықталады. Оны анықтау әдісі С1 таңбалы секция үшін (0.000÷8.000 м белг.) төменде келтірілген.

С1секциясының қабылданған элементтер қиылысын, мұнараның жел жақ қырындағы олардың ұзындығы (жарықта) мен саны:

- тіреуіш бағандар (белдік): бұрышы L200×18; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны $n = 2$ дана;
- қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу): бұрышы L110×12; ұзындығы $\ell = 4,5$ м; саны $n = 2$ дана;
- қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеу): бұрышы L110×12; ұзындығы $\ell = 4,3$ м; саны $n = 2$ дана;
- қаттылықтың негізгі байланысы (кергіш): бұрышы L90×11; ұзындығы $\ell = 5,2$ м; саны $n = 1$ дана;
- қаттылықтың негізгі байланысы(кергіш): 2 уголка L110×12; ұзындығы $\ell = 4,8$ м; саны $n = 1$ дана;
- қаттылықтың көмекші байланысы(шпренгель): бұрышы L60×6; ұзындығы $\ell = 2,2$ м; саны $n = 4$ дана;
- қаттылықтың көмекші байланысы(шпренгель): бұрышы L60×6; ұзындығы $\ell = 1,1$ м; саны $n = 4$ дана;
- фасонкалар: 200×500×8 мм; $A_{\text{аумағы}} = 0,1 \text{ м}^2$; саны $n = 6$ шт.

Бұрыштардан секцияның барлық элементтері шығатын болғандықтан, тегіс қиылыс элементтерінің ауданы A_f ғана анықталады.

$$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,20 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,11 \cdot 4,5 \cdot 2 + 0,11 \cdot 4,3 \cdot 2 + 0,09 \cdot 5,2 \cdot 1 + 0,11 \cdot 4,8 \cdot 1 + 0,06 \cdot 2,2 \cdot 4 + 0,06 \cdot 1,1 \cdot 4 = 6,924 \text{ м}^2,$$

мұндағы b элементтің ені; L – элементтің ұзындығы; n – секция қырындағы элементтер саны.

Шеңберлі қиылыс элементтерінің ауданы: $A_c = 0$; $A_{c,\text{sup}} = 0$;

Жалпы есептеу ауданы: $A_s = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 6,924 \text{ м}^2$;

Желілік фасонкалар ауданы: $A_g = A \cdot n = 0,1 \cdot 6 = 0,6 \text{ м}^2$;

С1 секциясының жиынтық (базалық) ауданы: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = A_s + A_g = 6,924 + 0,6 = 7,524 \text{ м}^2$ тең.

Өзге секцияларға арналған базалық аудандар A_{ref} осыған ұқсас есептелді:

С2 секциясы үшін – $A_{\text{ref}} = 6,548 \text{ м}^2$;

С3 секциясы үшін – $A_{\text{ref}} = 6,256 \text{ м}^2$;

С4 секциясы үшін – $A_{\text{ref}} = 4,576 \text{ м}^2$;

С5 секциясы үшін – $A_{\text{ref}} = 4,375 \text{ м}^2$.

Белдіктер мөлшері есепке алына отырып (олардың сыртқы қырлары бойынша) секцияның габариттері анықталады.

Мұнараға арналған өлшемдер бұрыштардың сыртқы қырлары бойынша қабылданғандықтан,

(А.6 және А.7 суреттеріндегі сұлбаларды қар.), С1 секциясы үшін секцияның жалпы ені $B = 5,6$ м, секцияның ұзындығы $L = 8,0$ м тең.

Бірыңғай коэффициент φ көмекші құралдың (2.55) Формуласы бойынша анықталады:

$$\varphi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 7,524 / 5,6 \cdot 8,0 = 0,168.$$

Жел ықпалы бұрышының коэффициентін есептеуге арналған K_1 және K_2 коэффициенттері көмекші құралдың (2.62) және (2.63) Формулалары бойынша анықталады:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,\text{sup}})}{A_s} = \frac{0,55 \cdot 6,38}{6,38} = 0,55.$$

$\varphi < 0,2$ болғандықтан, $K_2 = 0,2$ деп қабылданады.

Шаршы қиылыс құралымдарына арналған жел ықпалы бұрышының коэффициенті K_0 көмекші құралдың (2.60) Формуласы бойынша есептеледі:

Жел ықпалының $\theta = 0^\circ$ бұрышына арналған (мұнара қаттылығы байланыстарының элементтеріндегі күштерді анықтау үшін қабылданады):

$$K_0 = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Жел ықпалының $\theta = 45^\circ$ бұрышына арналған (мұнара белдіктеріндегі – тіреуіш бағандардағы күштерді анықтау үшін қабылданады):

$$K_0 = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,11.$$

Сондай-ақ бұл коэффициенттерді осы көмекші құралдың 2.25-суреттегі кесте бойынша да анықтауға болады.

С1 секциясына арналған күш коэффициенттері көмекші құралдың (2.65)÷(2.67) Формулалары бойынша анықталады. Үлгілердегі барлық қиылыстар бұрыштардан (тегіс қиылыс) алынатын болғандықтан:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,168 + 0,168^2) = 3,074 \text{ болып табылады,}$$

мұндағы $C_1 = 2,25$ және $C_2 = 1,5$ шаршы қиылыс мұнарасының құралымына арналған.

Секцияға арналған ортақ қалыпты күштің коэффициенті көмекші құралдың (2.64) Формуласы бойынша есептеледі:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_s} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_s} = 3,074 \cdot \frac{6,924}{6,924} = 3,074.$$

Мұнара қырына перпендикуляр жел бағытындағы С1секциясына арналған құралымдық элементтердің желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,S}$ (бұрыш $\theta = 0^\circ$) осы көмекші құралдың (2.59) Формуласы бойынша анықталған:

$$c_{f,S} = K_0 \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_s}{\Sigma A} = 1 \cdot 3,074 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 2,829$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: } c_{f,S} = 1,11 \cdot 3,074 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 3,140.$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,S} = 2,782$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 3,088$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,S} = 2,667$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,961$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,S} = 2,654$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,947$ ($\theta = 45^\circ$ үшін);

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,S} = 2,298$ ($\theta = 0^\circ$ үшін); $c_{f,S} = 2,586$ ($\theta = 45^\circ$ үшін).

Сызықтық қосымша элементтерге (сатыларға, фидерлерге, алаңшаларға) арналған желдік жүктеме коэффициенттері $c_{f,A}$ осы көмекші құралдың 2.3.1.4.6-Тармақшасы бойынша анықталады.

Саты элементтерінің, саты қоршауы мен фидерлердің қиылыстары (ұзындығы 8,0 м секция үшін):

- бағандар: $\bullet \varnothing 28$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана;
- сатылар: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 27 дана;
- қоршау: $\bullet \varnothing 14$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 3 дана;
- ұзындығы $\ell = 0,6$ м қоршаудың көлденең элементтерінің проекциясы; саны 13 дана;
- фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 4 дана;
- фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 шт.

Көлденең қиылысты элементтердің қиылыстары үшін A_c және $A_{c,\text{sup}}$ аудандарын есептеу кезінде осы көмекші құралдың (2.47) Формуласы бойынша есептелетін Рейнольдс (Re) саны бойынша анықталатын элементтің режимін (сынға дейінгі немесе сыннан жоғары) білу қажет.

Рейнольдс саны ең жоғарғы мәні базалық биіктікте z_e анықталатын жел жылдамдығының ең жоғарғы мәні мен элементтің диаметріне тәуелді болады, жылдамдық қарқыны q_p келесі формула бойынша анықталады:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}, \text{ мұндағы } \rho = 1,25 \text{ кг/м}^3 - \text{ауаның тығыздығы.}$$

Дөңгелек қиылысты сатының элементтері үшін Рейнольдс саны:

- $\bullet \varnothing 28$ мм баған үшін жылдамдық қарқыны $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ C1 секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,028 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,82 \cdot 10^5 < 4 \times 10^5,$$

мұндағы $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ – ауаның кинематикалық тұтқырлығы.

Сатының қалған элементтерінің диаметрі 28 мм кем болғандықтан және $Re < 4 \times 10^5$, демек сатының барлық элементтері үшін сынға дейінгі режим қабылданған.

Сатыға арналған ортақ қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың 2.3.1.4.11-Тармақшасы бойынша, жеке қаңқаға арналған коэффициент ретінде қабылданады.

Сынға дейінгі режим элементтерінің ауданы төмендегіше анықталады:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,028 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,02 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,014 \cdot 8,0 \cdot 3 + 0,014 \cdot 0,6 \cdot 14 = 1,145 \text{ м}^2,$$

мұндағы d – элементтің диаметрі; L – элементтің ұзындығы; n – қырындағы элементтер саны.

Көмекші элементтердің (саты) ортақ есептік ауданы:

$$A_A = A_S = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 1,145 \text{ м}^2, \text{ мұндағы } A_f = 0 \text{ и } A_{c,\text{sup}} = 0.$$

Сатының габариттері (қоршау енін қоса алғанда): ені $B = 0,6$ м және ұзындығы $L = 8,0$ м.

Саты қаңқасына арналған бірыңғай коэффициент ϕ анықталады:

$$\phi = A_A / B \cdot L = 1,145 / 0,6 \cdot 8,0 = 0,238 < 0,6$$

Сынға дейінгі режимге арналған қалыпты күш коэффициенті $c_{f,c}$ анықталады:

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \phi^2) \cdot c_{f,f} = (0,6 + 0,4 \cdot 0,238^2) \cdot 1,748 = 1,089,$$

мұндағы коэффициент $c_{f,f}$ $\phi \leq 0,6$ болғанда:

$$c_{f,f} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \phi)^{1,8} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - 0,238)^{1,8} = 1,748 \text{ тең.}$$

Қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың (2.73) Формуласы бойынша анықталған:

$$c_{f,A,0} = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 1,089 \cdot \frac{1,145}{1,145} = 1,089$$

Саты мұнараның ортасында орналасқан, көлеңкелеуді есепке алу коэффициенті C5 жоғары таңбасынан басқа, барлық секциялар үшін $K_A = 1$ болып қабылданған, көмекші құралдың 2.14-Кестесі бойынша, мұндағы $K_A = 0,8$.

Сатының көлденең осіне жел еңісінің бұрышы $\psi = 90^\circ$.

C1 секциясының жиынтық (базалық) ауданы жоғарыда анықталды: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = 7,524 \text{ м}^2$.

Сатыға арналған (C1 секциясының) желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ көмекші құралдың (2.68) Формуласы бойынша анықталады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,089 \cdot \sin^2 90 \cdot \frac{1,145}{7,524} = 0,166$$

Мұнаның өзге секцияларына арналған көмекші элементтердің (сатылардың) желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,190$;

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,199$;

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,272$;

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,228$.

Фидерлерге арналған ортақ қалыпты күш коэффициенті $c_{f,A,0}$ көмекші құралдың 2.13. кестесі бойынша жеке оқшауландырылған элементтерге арналған коэффициент ретінде қабылданады.

Дөңгелек қиылысты фидерлердің элементтері үшін Рейнольдс саны:

– $\bullet\varnothing 48$ мм фидерге арналған жылдамдық қарқыны $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ C1 секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,048 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,4 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

– $\bullet\varnothing 20$ мм фидерге арналған жылдамдық қарқыны $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ C1 секциясы үшін

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,58 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

Осы көмекші құралдың 2.13 – Кестесі бойынша $\bullet\varnothing 48$ мм және $\bullet\varnothing 20$ мм фидерге арналған коэффициенттер $c_{f,A,0} = 1,2$ анықталады.

Фидерлердің жел жақтағы ауданы (ұзындығы 8,0 м C1 секциясы үшін):

• $\varnothing 48$ мм фидер үшін – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,048 \cdot 8,0 \cdot 4 = 1,536 \text{ м}^2$,

• $\varnothing 20$ мм фидер үшін – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,0 \cdot 2 = 0,32 \text{ м}^2$ анықталады.

Фидерлер мұнаның ортасында орналасқан саты элементтеріне бекітіледі, көленкелеуді есепке алу коэффициенті C5 жоғары таңбасынан басқа, барлық секциялар үшін $K_A = 1$ болып қабылданған, көмекші құралдың 2.14-Кестесі бойынша, мұндағы $K_A = 0,8$.

Фидерлердің көлденең осіне жел еңісінің бұрышы $\psi = 90^\circ$.

C1 секциясының жиынтық (базалық) ауданы жоғарыда анықталды: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = 7,524 \text{ м}^2$.

Фидерлерге арналған (C1 секциясының) желдік жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ көмекші құралдың (2.68) Формуласы бойынша анықталады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 1 \cdot \sin^2 90 \cdot \frac{(1,2 \cdot 1,536 + 1,2 \cdot 0,32)}{7,524} = 0,296.$$

Мұнаның өзге секцияларына арналған көмекші элементтердің (фидерлердің) желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,340$;

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,356$;

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,487$;

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,407$.

Көмекші элементтерге арналған желдік жүктеме коэффициентін анықтаудың жоғарыда келтірілген екі әдісіне сәйкес, C1÷C5 секцияларының аудандарына және 40.000м белгісіндегі алаңшаға арналған желдік жүктеме коэффициенттері есептеп шығарылды:

C1 секциясы үшін (белг. 4.000 м) – $c_{f,A} = 0,167$;

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,267$;

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,236$;

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,298$;

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,207$;

Алаңша үшін (белг. 40.000 м) – $c_{f,A} = 0,209$.

C1 секциясына арналған желдің бағытындағы ортақ желдік жүктеме коэффициенті теңестіріледі (көмекші құралдың (2.58) Формуласына сәйкес):

Бұрышы $\theta = 0^\circ$ желдің бағыты үшін:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 2,829 + 0,166 + 0,296 + 0,167 = 3,458 ;$$

Бұрышы $\theta = 45^\circ$ желдің бағыты үшін:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 3,140 + 0,166 + 0,296 + 0,167 = 3,769 .$$

Мұнараның өзге секцияларына арналған желдік жүктеме коэффициенттері осыған ұқсас есептелген:

C2 секциясы үшін (белг. 12.000 м) – $c_f = 3,579$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 3,885$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C3 секциясы үшін (белг. 20.000 м) – $c_f = 3,459$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 3,752$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C4 секциясы үшін (белг. 28.000 м) – $c_f = 3,711$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 4,004$ ($q = 45^\circ$ үшін);

C5 секциясы үшін (белг. 36.000 м) – $c_f = 3,140$ ($q = 0^\circ$ үшін); $c_f = 3,428$ ($q = 45^\circ$ үшін);

алаңша үшін (белг. 40.000 м) – $c_f = 0,209$;

24.000 м белгісі үшін: $c_f = 3,459$ ($q = 0^\circ$ үшін) и $c_f = 3,752$ ($q = 45^\circ$ үшін).

Қажетті құралымдық коэффициентті c_{sd} анықтау кезінде аэродинамкалық сөнудің логарифмдік декрементін δ_a анықтау үшін, желдік жүктеме коэффициентінен c_f тысқары, осы көмекші құралдың (2.39) Формуласы бойынша анықталатын ұзындық бірлігіне баламалы массаның мәні m_e қажет:

$$m_e = \frac{5993,0/8 \cdot 0,003^2 + 5052,0/8 \cdot 0,049^2 + 4576,0/8 \cdot 0,177^2 + 2963,0/8 \cdot 0,41^2 +}{0,003^2 + 0,049^2 + 0,177^2 + 0,41^2 + 0,769^2} + \frac{3636,0/8 \cdot 0,769^2}{0,003^2 + 0,049^2 + 0,177^2 + 0,41^2 + 0,769^2} = 441,8 \text{ кг / м}$$

Аэродинамкалық сөнудің логарифмдік декременті δ_a құралымдық коэффициентті анықтау үшін қабылданған 24.000 м белгісі үшін көмекші құралдың (2.38) Формуласы бойынша есептеледі.

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{3,459 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 38,58}{2 \cdot 1,15 \cdot 441,8} = 0,591 ;$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін:

$$\delta_a = \frac{3,752 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 38,58}{2 \cdot 1,15 \cdot 441,8} = 0,641 .$$

Сөнудің логарифмдік декременті δ көмекші құралдың (2.35) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,591 = 0,641$;

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша желдің бағыты үшін: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,641 = 0,691$.

Резонансная составляющая реакции R^2 реакциясының резонанстық құрамдас бөлігі көмекші құралдың (2.32) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,641} \cdot 0,059 \cdot 0,166 \cdot 0,738 = 0,055 ;$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } R^2 = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,691} \cdot 0,059 \cdot 0,166 \cdot 0,738 = 0,052 .$$

Үдемелі ағынның жиілігі ν көмекші құралдың (2.27) Формуласы бойынша анықталады:

$$\theta = 0^\circ \text{ бұрышы үшін: } \nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,055}{0,676 + 0,055}} = 0,316 \text{ Гц.}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } \nu = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,052}{0,676 + 0,052}} = 0,305 \text{ Гц.}$$

Ең жоғары коэффициент k_p көмекші құралдың (2.26) Формуласы бойынша анықталады (коэффициентті көмекші құралдың 2.8-суреті бойынша да анықтауға болады):

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,316 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,316 \cdot 600)}} = 3,424 ;$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,305 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,305 \cdot 600)}} = 3,414 .$$

Құралымдық коэффициент $c_s c_d$ осы көмекші құралдың (2.20) Формуласы бойынша анықталады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышы үшін:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,424 \cdot 0,1285 \cdot \sqrt{0,676 + 0,055}}{1 + 7 \cdot 0,1285} = 0,922 ;$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышы үшін: } c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,414 \cdot 0,1285 \cdot \sqrt{0,676 + 0,052}}{1 + 7 \cdot 0,1285} = 0,920 .$$

Секциялар бойынша мұнараға түсетін желдік жүктеме көмекші құралдың 2.3.1.5.3-Тармақшасы бойынша анықталады. Осы жүктеме анықталатын баламалық орнықты әдістің қолданылуына тексеру орындалады. Тексеру көмекші құралдың (2.74) Формуласы бойынша анықталады.

Жекелеген көмекші элементтер үшін (антенналық жабдық) есептік желдік аудан $c_f \cdot A$ тапсырыс берушінің тапсырмасы бойынша қабылданады.

Аталған мұнара үшін антенналарға арналған келесі желдік аудандар $c_f \cdot A$ қабылданған:

– РРС Ø3,0 м антеннасы үшін - $c_f \cdot A = 11,6 \text{ м}^2$;

– РРС Ø2,4 м антеннасы үшін - $c_f \cdot A = 7,5 \text{ м}^2$.

С5 жоғары секциясына арналған желдік жүктемелер $c_{f,T} \cdot A_T$ жиыны $\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға түсетін желдің бағыты 40.000 м белгісінде антенналы алаңшалар мен жоғары секция үшін:

$$c_{f,T} \cdot A_T = (3,140 + 0,209) \cdot 4,375 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 52,85 \text{ м}^2 \text{ тең.}$$

Бұл сома $c_{f,T} \cdot A_T$ $1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 164,12 = 54,7 \text{ м}^2$ тең болатын жалпы жиынтықтау нәтижесінің 3/1 кем болып шықты.

40.000 м белгісіндегі алаңшасы бар және антенналы С5 секциясының жүктемесі мен салмағын қабылдай отырып, (2.74) Формуласы бойынша тексеру:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (3132 + 504 + 1250)}{7850 \cdot 52,85 \cdot \sqrt{6,0 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{8}{40} \right)^2 = 0,427 < 1,$$

демек, $\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің кезіндегі баламалық есептеудің орнықты әдісін қолдануға болады.

C5 жоғары секциясына арналған желдік жүктемелер $c_{f,T} \cdot A_T$ жиыны $\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға түсетін желдің бағыты 40.000 м белгісінде антенналы алаңшалар мен жоғары секция үшін

$$c_{f,T} \cdot A_T = (3,428 + 0,209) \cdot 4,375 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 54,11 \text{ м}^2$$

Бұл сома $c_{f,T} \cdot A_T$ $1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 172,9 = 57,63 \text{ м}^2$ тең болатын жалпы жиынтықтау нәтижесінің $3/1$ кем болып шықты.

40.000 м белгісінденгі алаңшасы бар және антенналы C5 секциясының жүктемесі мен салмағын қабылдай отырып, (2.74) Формуласы бойынша тексеру:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (3132 + 504 + 1250)}{7850 \cdot 54,11 \cdot \sqrt{8,485 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{8}{40} \right)^2 = 0,351 < 1,$$

демек, $\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің кезіндегі баламалық есептеудің орнықты әдісін қолдануға болады.

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің C1 секциясына арналған орташа желдің жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.75) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \Sigma c_f \cdot A_{ref} = \frac{1195,4}{1 + 7 \cdot 0,1669} \cdot 3,458 \cdot 7,524 = 14340,0 \text{ Н}$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің C1 секциясына арналған орташа желдің жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.75) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1195,4}{1 + 7 \cdot 0,1669} \cdot 3,769 \cdot 7,524 = 15630,0 \text{ Н}$$

$\theta = 0^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің C1 секциясына арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$ осы көмекші құралдың (2.76) Формуласы бойынша анықталады:

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] =$$

$$= 14340,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot 0,922 - 1}{1,0} \right] = 28570,0 \text{ Н}$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышы бойынша мұнараға бағытталған желдің C1 секциясына арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі (сипаттамалық мәні) $F_{m,w}(z)$:

$$F_{T,w}(z) = 15630,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot 0,920 - 1}{1,0} \right] = 31070,0 \text{ Н тең.}$$

Желдің ықпалына арналған жеке коэффициент $\gamma_Q = 1,4$ теңосы көмекші құралдың 2.2.-кестесіне сәйкес құралым сенімділігінің 2-сыныбына арналған. Сондықтан, желді басым ауыспалы ықпал ретінде есептей отырып, ҚР ҚН EN 1990 A1 Қосымшасына сәйкес, ықпалдарды үйлестіруге арналған желдің есептік жүктемесін алынған мәнге осы коэффициентті көбейту арқылы аламыз.

Осы көмекші құралдың 2.3.8 Тармағына сәйкес, жүктеме элементтің ұзындығы бойынша есептеледі, сондықтан желдік ықпалға арналған $\gamma_Q = 1,4$ тең жеке коэффициентті есепке ала

отырып, С1 секциясына арналған мұнараның бір тіреуіш бағанына (белдігіне) желдің қарқынынан болатын есептік баламалы жүктеме:

$$\theta = 0^\circ \text{ бұрыштағы жел үшін: } q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 28570,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 1250,0 \text{ Н/м;}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрыштағы жел үшін: } q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 31070,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 1360,0 \text{ Н/м}$$

тең болады;

мұндағы L – секция ұзындығы, n_n – тіреуіш баған саны.

Мұнараның өзге секцияларына арналған есептік желдік жүктеме осыған ұқсас есептелген.

а) Орташа желдің жүктемесі (есептік мәндер):

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 25335,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 27500,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 26880,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 29160,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 23000,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 24810,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м)

$$- F_{m,w}(z) = 19810,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 21620,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

40.000м белгідегі алаңша үшін:

$$- F_{m,w}(z) = 1355,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 1355,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

Антенналарға арналған орташа желдің жүктемесі:

$$40,000\text{м белгісінде - } F_{m,w}(z) = 56490,0 \text{ Н;}$$

$$36,000\text{м белгісінде - } F_{m,w}(z) = 33445,0 \text{ Н;}$$

б) Жел қарқынының баламалы жүктемесі (есептік мәндер), таратылған жүктеме бір тіреуіш баған (белдік) үшін келтірілген:

С2 секциясы үшін (белг. 12.000 м)

$$- F_{T,w}(z) = 45920,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{T,w}(z) = 49720,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

$$- q_{T,w} = 1435,0 \text{ Н/м (} q = 0^\circ \text{ үшін); } q_{T,w} = 1555,0 \text{ Н/м (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С3 секциясы үшін (белг. 20.000 м)

$$- F_{T,w}(z) = 48285,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{T,w}(z) = 52250,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

$$- q_{T,w} = 1510,0 \text{ Н/м (} q = 0^\circ \text{ үшін); } q_{T,w} = 1630,0 \text{ Н/м (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С4 секциясы үшін (белг. 28.000 м)

$$- F_{T,w}(z) = 41420,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{T,w}(z) = 44580,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

$$- q_{T,w} = 1295,0 \text{ Н/м (} q = 0^\circ \text{ үшін); } q_{T,w} = 1395,0 \text{ Н/м (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

С5 секциясы үшін (белг. 36.000 м)

$$- F_{T,w}(z) = 36360,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{T,w}(z) = 39590,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

$$- q_{T,w} = 1140,0 \text{ Н/м (} q = 0^\circ \text{ үшін); } q_{T,w} = 1240,0 \text{ Н/м (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

алаңша на белг. 40.000м:

$$- F_{m,w}(z) = 2500,0 \text{ Н (} q = 0^\circ \text{ үшін); } F_{m,w}(z) = 2500,0 \text{ Н (} q = 45^\circ \text{ үшін);}$$

Антенналарға арналған орташа жел қарқынының баламалық жүктемесі:

$$40,000\text{м белгісінде - } F_{m,w}(z) = 104550,0 \text{ Н;}$$

$$36,000\text{м белгісінде - } F_{m,w}(z) = 61390,0 \text{ Н;}$$

Жел қарқынының баламалық есептік жүктемелері SCAD бағдарламасы бойынша кеңістік сұлбасы бойынша есептеуге беріледі.

А.2.3 Құралымдар есебі

Мұнараның кеңістіктегі есебі выполнялся с использованием проектно-вычислительного комплекса SCAD Office жобалау-есептеу кешенін қолдана отырып орындалды.

Есеп меншікті салмақтың тұрақты жүктемесінің іс-әрекетіне (А.2.2.1 –тармақшасын қар.) және желдің ықпалына (А.2.2.2-тармақшасын қар.) орындалды.

Есептеу бойынша алынған элементтердегі (тс) ең жоғары (желдің ықпалына тұрақты жүктеменің есептік комбинациясы) күш сұлбасы А.8-суретте келтірілген.

А.2.4 Қиылыстар жіктемесі

Салмақ түсетін қабілеттіліктің есептік мәндері көлденең қиылыстар жіктемесіне тәуелді болады.

1,2 және 3 сыныптар қиылыстарына арналған шекті қатынастарды осы көмекші құралдың 6.1.-кестесі бойынша қабылдау қажет.

Есептеулер үшін мұнара элементтерінің қиылысу сыныбын анықтау қажет. Мұнара элементтеріне арналған S275 болат аққыштық шегінің $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ номиналдық мәнімен қабылданған, сыртқы ауаның берілген есептік температурасы бойынша мұнараға арналған S235 болатты қолдану ұсынылмайды.

а) Мұнараның тіреуіш бағандары (белдіктер) үшін теңсөрелі бұрыштан L200×18 (А.9-суретті қар.):

$$h = b = 200 \text{ мм}, \quad t = 18 \text{ мм}$$

Сығылған бөліктерге арналған бұрыш енінің оның қалыңдығына қатынасы:

$$h / t = 200 / 18 = 11,1$$

Қиылысудың 3-сыныбына арналған көмекші құралдың 6.1.-кестесі бойынша шарт:

$$h / t < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86, \quad \text{мұндағы } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,924$$

Шартты тексеру: $h / t = 11,1 < 15 \cdot \varepsilon = 13,86$

Бұрыштың қиылысуы 3-сыныпқа арналған шарттарды қанағаттандырады.

б) Мұнараның тіреуіш бағандары (белдіктер) және қаттылықтың негізгі байланысы (көлбеуі) үшін теңсөрелі бұрыштан L110×12:

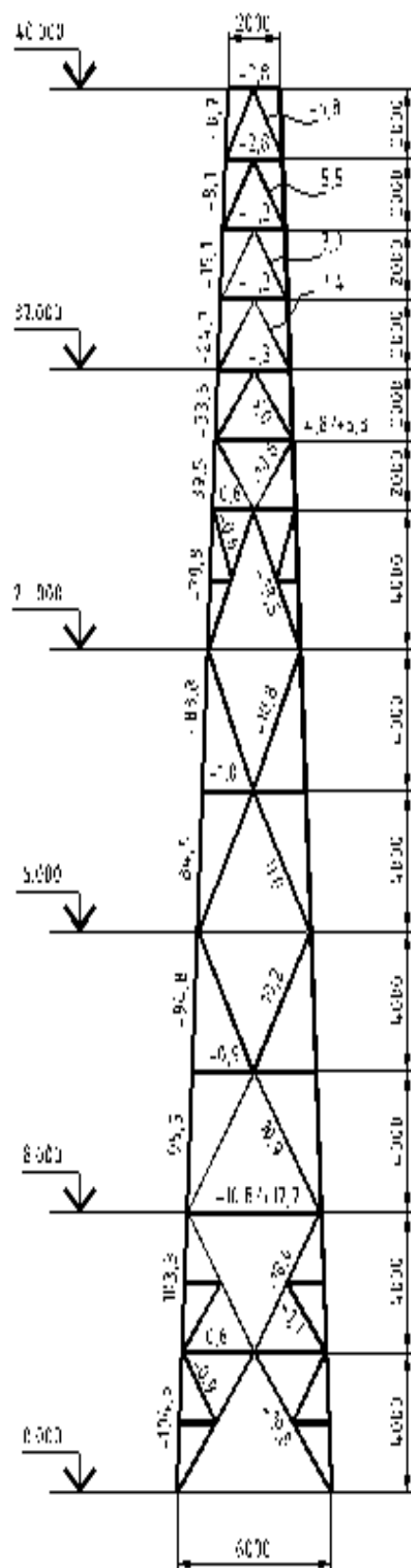
$$h = b = 110 \text{ мм}, \quad t = 12 \text{ мм}$$

Қатынасы: $h / t = 110 / 12 = 9,2 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3-сыныпты бұрыштың қиылысуы.

в) Мұнара қаттылығының негізгі байланысы (көлбеуі) үшін теңсөрелі бұрыштан L140×13:

$$h = b = 140 \text{ мм}, \quad t = 13 \text{ мм}$$

Қатынасы: $h / t = 140 / 13 = 10,8 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3-сыныпты бұрыштың қиылысуы.



А.8 Сурет Мұнара элементеріндегі ең жоғары күштердің сұлбасы (тс)

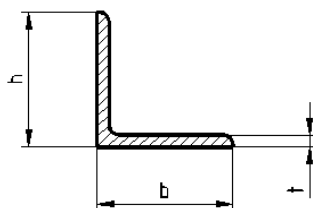
г) Мұнараның L90×11 бұрышынан шығатын қаттылықтың (көлбеудің) негізгі байланысы үшін:

$$h = b = 90 \text{ мм}, \quad t = 11 \text{ мм}$$

Қатынасы: $h / t = 90 / 11 = 8,2 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3-сыныпты бұрыштың қиылысуы.

д) Мұнараның L60×6 бұрышынан шығатын қаттылықтың (кергіштің) негізгі байланысы үшін:

$$h = b = 60 \text{ мм}, \quad t = 6 \text{ мм}$$



А.9 Сурет Бұрыштардың қиылысу мөлшерлері

Қатынасы: $h / t = 60 / 6 = 10,0 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3-сыныпты бұрыштың қиылысуы.

Мұнара элементтерінің барлық қиылысулары 3-сыныпқа жатқызылады.

А.2.5 Мұнараның сығылған элементтерінің тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау

Сығылған элементтердің тұрақтылығын осы көмекші құралдың (6.19) Формуласы бойынша анықтайды:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad \text{мұндағы}$$

N_{Ed} – SCAD Office бағдарламасы бойынша есептеу кезінде алынған ең жоғары күштердің сұлбасы бойынша қабылданған сығушы күштің есептік мәні (А.8-суретті қар.).

$N_{b,Rd}$ – сығылған элементтің тұрақтылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні.

1) Тіреуіш бағандардың (белдіктердің) салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау.

а) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L200×18 бұрышынан шығатын С1 секциясының тіреуіш бағаны.

А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 1045000,0 \text{ Н}$;

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары:

А қиылысу ауданы = 6910 мм², инерция радиустары $i_{vv} = 3,9 \text{ см}$ және $i_{yy} = 6,13 \text{ см}$

Тіреуіш бағандар (белдіктер) икемділігін λ есептеу үшін көмекші құралдың 6.3.3.2.2 Тармақшасна сәйкес екі перпендикуляр жазықтықтағы қаттылықтың симметриялы байланыстары бар қабылданған сұлба бойынша, есептеу ұзындығы L желілер арасындағы геометриялық ұзындыққа тең деп алынады.

С1 секциясында тіреуіш бағандар қаттылықтың көмекші байланыстарымен (шпренгельдермен) шешілген, сондықтан $L = 201 \text{ см}$.

$$\text{Икемділік:} \quad \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{201}{3,9} = 51,5 < \lambda_{\text{пред}} = 120 \text{ тең.}$$

Шекті икемділік $\lambda_{\text{пред}}$ осы көмекші құралдың 6.3.3.2.1 –тармақшасында көрсетілген.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 (6.3.2.3 Тармақшаны қар.):

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8 \text{ тең.}$$

3-сыныпты қиылыстарға арналған шартты икемділік $\bar{\lambda}$ (6.23) Формуласы бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{51,5}{86,8} = 0,593$$

Көмекші құралдың 6.9.-кестесі бойынша қаттылықтың симметриялық байланыстарына арналған жағдай (б) бойынша икемділіктің тиімділік коэффициенті анықталады:

$$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{0,593}{10} = 0,859 ,$$

Бірақ осы кестеге сәйкес $k \geq 0,9$, сондықтан $k = 0,9$ деп қабылданады.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ көмекші құралдың (6.25) Формуласы бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,9 \cdot 0,593 = 0,534.$$

Бұрыштарға арналған тұрақтылық шығынының ауытқуы осы көмекші құралдың 6.8. кестесі бойынша қабылданады: «b».

Бастапқы шалағайлықты ескеретін α коэффициенті көмекші құралдың 6.3. - кестесі бойынша «b» аутқуы үшін: $\alpha = 0,34$ деп қабылданады.

Төмендету коэффициентін χ анықтауға арналған Φ шамасы осы көмекші құралдың 6.3.2.2-Тармақшасы бойынша $\bar{\lambda}$ орнына тиімділік икемділігін $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ қолдана отырып анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,534 - 0,2) + 0,534^2 \right] = 0,699 .$$

Төмендету коэффициенті χ осы көмекші құралдың (6.22) Формуласы бойынша анықталады:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,699 + \sqrt{0,699^2 - 0,534^2}} = 0,869$$

Тұрақтылығы бойынша тіреу бағанының сығылған элементінің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні $N_{b,Rd}$ 3-сыныпты қиылыстар үшін осы көмекші құралдың (6.20) Формуласы бойынша анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,869 \cdot 6910 \cdot 275}{1} = 1651300,0 \text{ Н,}$$

мұндағы тұрақтылық бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_{M1} = 1,0$.

L200×18 бұрышынан шығатын C1 секциясының тіреу бағанының (белдігінің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1045000,0}{1651300,0} = 0,64 < 1,0$$

Тіреу бағанының (белдіктің) тұрақтылығы қамтамасыз етілді. Қиылыс бір ізге келтіруден қалады (C2 секциясының тіреу бағанының есебін қар.). Тіреу бағандарының (белдіктердің) қаттылықтың көмекші байланыстарымен (шпренгелдермен) шешілуі қаттылықтың негізгі байланыстарымен қабылданған шешімімен орындалады (есепті әрі қарай қар.).

б) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L200×18бұрышынан шығатын C2 секциясының тіреуіш бағаны.

А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 955000,0$ Н;

Қиылыстың геометриялық сипаттамасын жоғарыдан қар.:

С2 секциясының тіреуіш бағандар (белдіктер) икемділігін λ есептеу үшін көмекші құралдың 6.3.3.2.2 Тармақшасына сәйкес есептеу ұзындығы – $L = 401$ см тең деп алынады.

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{401}{3,9} = 102,8 < \lambda_{\text{пред}} = 120 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік : $\lambda_1 = 86,8$ тең.

$$\text{Шартты икемділік } \bar{\lambda} : \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{102,8}{86,8} = 1,184 \text{ тең}$$

Көмекші құралдың 6.9.-кестесі бойынша қаттылықтың симметриялық байланыстарына арналған жағдай (а) бойынша икемділіктің тиімділік коэффициенті анықталады:

$$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{1,184}{10} = 0,918 .$$

Осы кестеге сәйкес $1,0 \geq k \geq 0,9$, сондықтан $k = 0,918$ тең деп қабылданады.

Тиімді икемділік: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,918 \cdot 1,184 = 1,087$ тең.

«b» ауытқуына арналған α коэффициенті: $\alpha = 0,34$ деп қабылданған.

$$\Phi \text{ шамасы: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,087 - 0,2) + 1,087^2 \right] = 1,242 .$$

Төмендету коэффициенті χ :

$$\chi = \frac{1}{1,242 + \sqrt{1,242^2 - 1,087^2}} = 0,543 \text{ тең}$$

Тұрақтылығы бойынша С2 секциясының тіреу бағанының сығылған элементінің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,543 \cdot 6910 \cdot 275}{1} = 1031830,0 \text{ Н}$$

L200×18 бұрышынан шығатын С2 секциясының тіреу бағанының (белдігінің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{955000,0}{1031830,0} = 0,93 < 1,0$$

Тіреу бағанының тұрақтылығы қамтамасыз етілді..

в) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L110×12 бұрышынан шығатын С4 секциясының тіреуіш бағаны.

А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 388000,0$ Н;

Қиылысудың геометриялық сипаттамалары:

Қиылысу ауданы $A = 2510 \text{ мм}^2$, инерция радиустары $i_{vv} = 2,15$ см және $i_{yy} = 3,34$ см

С4 секциясында тіреуіш бағандар қаттылықтың көмекші байланыстарымен (шпренгельдермен) шешілген, сондықтан көмекші құралдың 6.3.3.2.2-Тармақшасына сәйкес желілер арасындағы геометриялық ұзындыққа тең деп қабылданады: $L = 201$ см.

$$\text{Икемділік: } \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{201}{2,15} = 93,5 < \lambda_{\text{пред}} = 120 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік: $\lambda_1 = 86,8$.

Шартты икемділік $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{93,5}{86,8} = 1,077$ тең.

Көмекші құралдың 6.9.-кестесі бойынша қаттылықтың симметриялық байланыстарына арналған жағдай (б) бойынша икемділіктің тиімділік коэффициенті:

$$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{1,077}{10} = 0,908 \text{ тең,}$$

Осы кестеге сәйкес $1,0 \geq k \geq 0,9$, сондықтан $k = 0,908$ болып қабылданады.

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,908 \cdot 1,077 = 0,978$ тең.

«б» ауытқуына арналған α коэффициенті қабылданған: $\alpha = 0,34$.

Ф шамасы: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,978 - 0,2) + 0,978^2] = 1,110$;

Төмендету коэффициенті χ : $\chi = \frac{1}{1,110 + \sqrt{1,110^2 - 0,978^2}} = 0,611$ тең.

Тұрақтылығы бойынша С4 тіреу бағанының сығылған элементінің салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,611 \cdot 2510 \cdot 275}{1} = 421740,0 \text{ Н тең.}$$

L110×12 бұрышынан шығатын С4 секциясының тіреу бағанының (белдігінің) тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{388000,0}{421740,0} = 0,92 < 1,0$$

Тіреу бағанының тұрақтылығы қамтамасыз етілді..

2) Қаттылықтың (көлбеулердің) негізгі байланыстарының салмақ түсетін қабілеттілігін анықтау.

а) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L110×12 бұрышынан шығатын С1 секциясының көлбеуі.

А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 198000,0$ Н;

Қиылысудың геометриялық сипаттамалары:

Қиылысу ауданы $A = 2510 \text{ мм}^2$, инерция радиустары $i_{vv} = 2,15 \text{ см}$ және $i_{yy} = 3,34 \text{ см}$

Көмекші құралдың 6.3.3.3.1-Тармақшасына және 6.7.-суреттің IIIA сұлбасына сәйкес есептік ұзындық пен икемділік i_{vv} бойынша анықталады:

$$L_{di} \text{ үшін} = 250,1 \text{ см және } i_{vv} = 2,15 \text{ см, икемділік: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{250,1}{2,15} = 116,3 < \lambda_{\text{пред}} \text{ тең.}$$

Шекті икемділік $\lambda_{\text{пред}} = 180$ осы көмекші құралдың 6.3.3.3.1 – тармағында көрсетілген.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік: $\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$ тең.

Шартты икемділік $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda}_v = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{116,3}{86,8} = 1,34$ тең.

Осы көмекші құралдың 6.10 (а) кестесі бойынша екі жақ шетін екі бұрандамамен бекіту үшін, икемділіктің тиімділік коэффициенті анықталады:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,34} = 0,961.$$

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ тең: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,961 \cdot 1,34 = 1,288$.

Көмекші құралдың 6.7. кестесі бойынша «b» ауытқуы үшін α коэффициенті қабылданған: $\alpha = 0,34$.

Төмендету коэффициентін χ табуға арналған Φ шамасы $\bar{\lambda}$ орнына тиімді икемділікті $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ пайдалана отырып анықталды: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,288 - 0,2) + 1,288^2] = 1,514$;

Төмендету коэффициенті χ : $\chi = \frac{1}{1,514 + \sqrt{1,514^2 - 1,288^2}} = 0,433$ тең;

6.3.2.5 –тармақшасына сәйкес, дара бұрыштардан шығатын қаттылық байланыстарының элементтеріне арналған салмақ түсетін қабілеттілік фасонка арқылы бекіту жағдайына арналған $\eta = 0,75$ коэффициентін қолдана отырып азаяды.

Тұрақтылығы бойынша $N_{b,Rd}$ қаттылықтың (көлбеудің) негізгі байланысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні η коэффициентін есепке алғанда:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,433 \cdot 2510 \cdot 275}{1} = 224160,0 \text{ Н тең,}$$

L110×12 бұрышынан шығатын C1 секциясының негізгі байланысының тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{198000,0}{224160,0} = 0,89 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланысының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

б) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L140×13 бұрышынан шығатын C1 секциясының көлбеуі. А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 109000,0 \text{ Н}$;

Қиылысудың геометриялық сипаттамалары:

Қиылысу ауданы $A = 3500 \text{ мм}^2$, инерция радиустары $i_{vv} = 2,74 \text{ см}$ және $i_{yy} = 4,27 \text{ см}$

C2 секциясының қаттылықтың (көлбеудің) негізгі байланысының есептік ұзындығы осы көмекші құралдың 6.7.-суретінің III сұлбасына сәйкес, желілер арасындағы геометриялық ұзындыққа тең деп қабылданады: $L_{di} = 477,5 \text{ см}$.

Икемділік: $\lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{477,5}{2,74} = 174,3 < \lambda_{\text{пред}} = 180$ тең.

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік: $\lambda_1 = 86,8$.

Шартты икемділік: $\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{174,3}{86,8} = 2,008$ тең

Осы көмекші құралдың 6.10 (а) кестесі бойынша екі жақ шетін екі бұрандамамен бекіту үшін, икемділіктің тиімділік коэффициенті анықталады:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{2,008} = 0,874$$

Тиімді икемділік $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,874 \cdot 2,008 = 1,756$ тең.

Көмекші құралдың 6.7. кестесі бойынша «b» ауытқуы үшін α коэффициенті қабылданған: $\alpha = 0,34$.

Φ шамасы: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,756 - 0,2) + 1,756^2] = 2,305$ тең;

$$\text{Төмендету коэффициенті } \chi: \chi = \frac{1}{2,305 + \sqrt{2,305^2 - 1,756^2}} = 0,263 \text{ тең;}$$

6.3.2.5 –тармақшасына сәйкес, қаттылық байланыстарын фасонка арқылы бекіту жағдайына арналған $\eta = 0,75$ коэффициенті қабылданған.

Тұрақтылығы бойынша С2 секциясы қаттылығының (көлбеудің) негізгі байланысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні η коэффициентін есепке алғанда:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,263 \cdot 3500 \cdot 275}{1} = 189850,0 \text{ Н тең,}$$

L140×13 L110×12 бұрышынан шығатын С2 секциясының негізгі байланысының тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{109000,0}{189850,0} = 0,58 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланысының тұрақтылығы қамтамасыз етілді. Қиылыс икемділік бойынша қабылданады.

в) DIN 1028 сортаменті бойынша қабылданған теңсөрелі L90×11 бұрышынан шығатын С4 секциясының көлбеуі. А.8-сурет бойынша сығылған күштің есептік мәні – $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н;}$

Қиылыстың геометриялық сипаттамалары:

Қиылысу ауданы $A = 1870 \text{ мм}^2$, инерция радиустары $i_{vv} = 1,75 \text{ см}$ және $i_{yy} = 2,72 \text{ см}$

С4 секциясында тіреуіш бағандар ұзындығы $L = 439,1 \text{ см}$ қаттылықтың көмекші байланыстарымен (шпренгельдермен) екі бағытта шешілген. Көмекші құралдың 6.7.-суреттің IIIА сұлбасына сәйкес есептік ұзындық: $L_{di} = 219,6 \text{ см}$ деп қабылданады.

$$\text{Икемділік: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{219,6}{1,75} = 125,5 < \lambda_{пред} = 180 \text{ тең.}$$

Шартты икемділікті анықтауға арналған икемділік λ_1 : $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Шартты икемділік } \bar{\lambda}: \bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{125,5}{86,8} = 1,446 \text{ тең}$$

Екі жақ шетін екі бұрандамен бекітуге арналған икемділіктің тиімділік коэффициенті:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,446} = 0,942 \text{ тең.}$$

$$\text{Тиімді икемділік } \bar{\lambda}_{eff}: \bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,942 \cdot 1,446 = 1,362 \text{ тең.}$$

Көмекші құралдың 6.7. кестесі бойынша «b» ауытқуы үшін α коэффициенті қабылданған: $\alpha = 0,34$.

$$\Phi \text{ шамасы: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,362 - 0,2) + 1,362^2 \right] = 1,625 \text{ тең.}$$

$$\text{Төмендету коэффициенті } \chi: \chi = \frac{1}{1,625 + \sqrt{1,625^2 - 1,362^2}} = 0,398 \text{ тең.}$$

Тұрақтылығы бойынша С4 секциясы қаттылығының (көлбеудің) негізгі байланысының салмақ түсетін қабілеттілігінің есептік мәні η коэффициентін есепке алғанда:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,398 \cdot 1870 \cdot 275}{1} = 153500,0 \text{ Н тең.}$$

L90×11 бұрышынан шығатын С4 секциясының негізгі байланысының тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{135000,0}{153500,0} = 0,88 < 1,0$$

Қаттылықтың негізгі байланысының тұрақтылығы қамтамасыз етілді.

Қаттылықтың қалған барлық негізгі және көмекші байланыстары икемділігі бойынша қабылданған.

Элементтердің бекітілуін, қиылысуын (мысалы, кергіштер, диафрагмалар) құрастыру кезінде желілер есебі өзгеріске ұшырауы мүмкін, сондықтан ол элементтер міндетті түрде тексеруден өткізілуі тиіс.

Пайдалану жарамдылығы бойынша салмақ түсетін қабілеттілікті тексеруге арналған ауытқулар мен бұрылыстар желдік ықпалдың сипаттамалық мәнін ала отырып, ЭЕМ есептеу кезінде алынған нәтижелер бойынша қабылдануы қажет..

А.4 Үлгісінде белгідегі желінің есебі осы үлгемен есептелген қаттылықтың негізгі байланыстарының (көлбеудің кергішке) бекітілуі 28.000 м келтірілген.

Мұнара есебінің келтірілген үлгісін осы құралымдардың техникалық шешімдерінің үлгісі ретінде емес, ҚР ҚН EN нормалары материалдарын пайдалану үлгісі ретінде қарастыру қажет.

А.3 МЫСАЛ Мұнара секциясының ернемекті қосылыстары торабының есебі

А.3.1 Бастапқы деректер

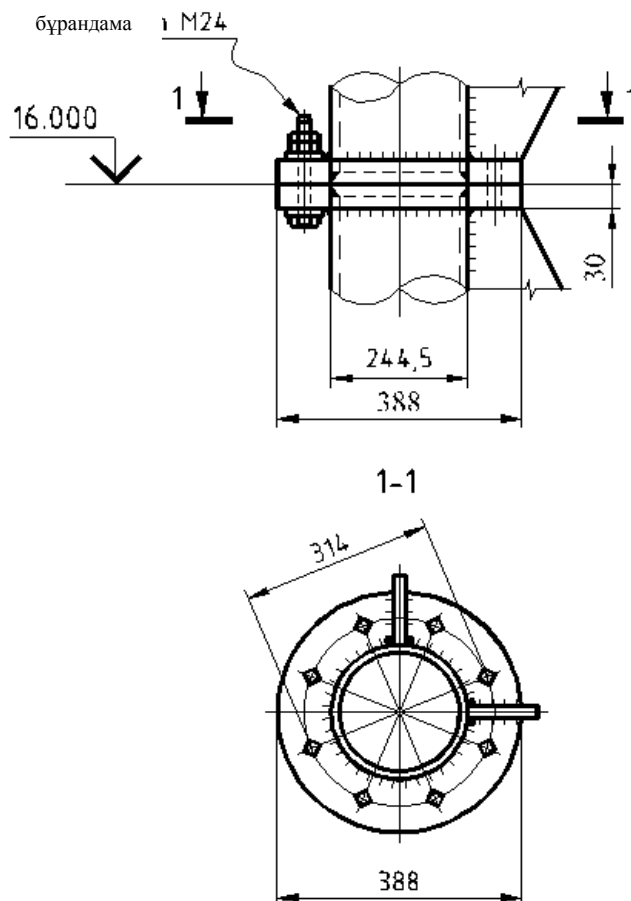
А.1. мысалында есептелген дөңгелек құбырлы элементтері бар қима жоспарында шаршылы биіктігі 40,0 м торлы мұнараның секциясының ернемекті қосылысында 16.000 м белгісінде тораптың есебін орындау талап етіледі (А.1-суретіндегі 1-торапты қараңыз).

Мұнараның тірек бағандарының (белдеуі) өіма элементтері – дөңгелек құбыр Ø 244,5×6,3 мм. Тірек бағандарға қалыңдығы $t = 30$ мм болатын типті сақиналы ернемек дәнекерленген. Ернемектер бір-бірімен бақыланбайтын (алдын ала) созудың 8.8. беріктік класының М №24 сегіз бұрандасының көмегімен байланысады.

Мұнара секциясының ернемекті қосылыстары торабының сызбасы А.10-суретінде берілген.

Ернемекке тірек бағандары мен мұнара беріктігінің негізгі байланыстарынан түсетін күштен келетін А.1. Мысалының есебінде алынған есептелетін тораптың күші тең болады (А.4-суретін қараңыз):

- созылушы остік күш (ернемекке перпендикулярлы) – $N_{Ed,x} = 867000,0 \text{ Н}$;
- көлденең күш (ернемектің бойында) – $N_{Ed,y} = 93000,0 \text{ Н}$.



А.10 Сурет – Мұнара секцияларының ернемекті қосылыстары торабының сызбасы

А.3.2 Материалдардың және жеке қауіпсіздік коэффициенттерінің сипаттамалары

Мұнараның тірек бағанындағы болат S275H EN 10210-1 бойынша аққыштық шегінің атаулы мағынасы $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ тең және созылудың уақытша қарсылығы $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ тең қабылданған. Ернемек болаты S355 EN 10025-2 бойынша аққыштық шегінің атаулы мағынасы $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ тең және созылудың уақытша қарсылығы $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ тең қабылданған, осы құралдың 3.1-кестесіне сәйкес.

Беріктік класы 8.8 бұрандалар үшін – аққыштық шегінің атаулы мағынасы $f_{yb} = 640 \text{ Н/мм}^2$ тең және созылудың уақытша қарсылығы $f_{ub} = 800 \text{ Н/мм}^2$ тең қабылданған, осы құралдың 3.4-кестесіне сәйкес.

Ернемек үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті: $\gamma_{M0} = 1,0$.

Бұрандалар үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті: $\gamma_{M2} = 1,25$.

А.3.3 Ернемек қалыңдығының есебі

Осы құралдың 6.4.2-тармағына сәйкес ернемекке әсер ететін M_{Ed} есептік иілуші сәт анықталады:

$$M_{Ed} = N_{Ed,x} \cdot (D_b - D_i) / 2 = 867000,0 \cdot (314 - 244,5) / 2 = 30128250,0 \text{ Н·мм},$$

мұндағы $N_{Ed,x}$ – есептік созылатын остік күш;

$D_b = 314 \text{ мм}$ – орталық бұранда саңылаулары бойынша шеңбер диаметрі (А.10-суретін қараңыз);

$D_i = 244,5$ мм – мұнаның тірек бағанының (белдеуінің) диаметрі.
(6.12) ҚР ҚН EN 1993-1-1 формуласы бойынша ернемек тексеріледі.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{30128250,0}{40881800,0} = 0,74 \leq 1,0,$$

мұндағы $M_{c,Rd}$ – көлденең қиманың негізгі остерінің біріне қатысты иілушілікке көтерушілік қабылеттің есептік мағынасы.

Құралдың 6.1-кестесіне сәйкес барлық ұзындығы бойынша ернемектің қимасын сығылған деп есептей келе, анықталады:

$$c/t = (388 - 244,5) \cdot 0,5 / 30 = 2,39 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 9 \cdot \sqrt{235 / 355} = 7,32.$$

Ернемектің қимасын 1, 2 немесе 3 класқа жатқызуға болады.

Иілушіліктің көтерушілік қабылетінің есептік мағынасы $M_{c,Rd}$ аталған мысалда (6.14) ҚР ҚН EN 1993-1-1 формуласы бойынша 3 класс қимасы үшін анықталады.

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{115160 \cdot 355}{1,0} = 40881800,0 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

мұндағы ернемек үшін қабырғасыз қиманың қарсылық сәті:

$$W_{el,min} = \frac{\pi \cdot D_{тр} \cdot t_{фл}^2}{6} = \frac{3,14 \cdot 244,5 \cdot 30^2}{6} = 115160 \text{ мм}^3.$$

Ернемекті сонымен қатар $N_{Ed,y}$ остік сәт пен күштің әрекетіне тексереді. Аталған мысалда күшке қол жеткізу үшін осы тексеріс жүзеге асырылмайтын болып табылады.

Қалыңдығы $t = 30$ мм ернемектің қимасы беріктік бойынша көтерушілік қабілетті қанағаттандырады.

А.3.4 Ернемекті қосылыс бұрандаларының есебі

Мысалда қабылданған қосылыс осы құралдың 6.4.1.2.2-тармақшасына сәйкес D санатына жатады (созылуға жұмыс істейтін қосылыс), мұнда бір бұрандаға есептік күш $F_{t,Ed}$ созылу бұрандасының $F_{t,Rd}$ көтерушілік қабілетінен және құралдың 6.15-кестесіне сәйкес бұранданың немесе гайканың бастиегінің үзілісіне $V_{p,Rd}$ көтерушілік қабілеттен аспауы тиіс.

Осы құралдың 6.4.2-тармақшасындағы (6.52) формулаға сәйкес бір бұрандаға N_b есептік остік күш тең болады:

$$N_b = F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed,x} \cdot k_p}{n} = \frac{867000,0 \cdot 1,8}{8} = 195075,0 \text{ Н},$$

мұндағы n – бұрандалардың саны;

$k_p = 1,8$ – алдын ала созусыз бұрандалар үшін тұтқаның әсерінің коэффициенті.

Созылатын бір бұранданың есептік көтерушілік қабілеті құралдың 6.17-кестесіндегі формула бойынша анықталады:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 352}{1,25} = 202750,0 \text{ Н},$$

мұндағы $k_2 = 0,9$;

$A_s = 352 \text{ мм}^2$ – нетто бұрандасы қимасының ауданы.

Созылатын M24 бұранданың көтерушілік қабілеті бұрандаға әсер ететін есептік күштен жоғары:

$$F_{t,Rd} = 202750,0 \text{ Н} > F_{t,Ed} = 195075,0 \text{ Н}.$$

Бұранданың немесе гайканың үзілуге $V_{p,Rd}$ есептік көтерушілік қабілеті құралдың 6.17-кестесіндегі формула бойынша анықталады:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 15,6 \cdot 30 \cdot 510 / 1,25 = 359740,0 \text{ Н},$$

мұндағы $d_m = 15,6$ мм – бұранданың немесе гайканың осы мағыналардың ең кемі бойынша қабылданатын бастиектерінің шеттері мен қырлары арасындағы қашықтықтың орташа мағынасы;
 t_p – бұранданың немесе гайканың тілімшесінің қалыңдығы.

Созылатын бұранданың көтерушілік есептік қабілеті бұрандаға әсер ететін есептік күштен жоғары:

$$B_{p,Rd} = 359740,0 \text{ Н} > F_{t,Ed} = 195075,0 \text{ Н}.$$

Қабылданған қосылыс кесінді мен созылудың біруақыттағы әрекетіне ұшыратылған, сондықтан да бұрандалардың көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы осы құралдың 6.17-кестесінің формулалары бойынша тексеріледі:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{11625,0}{173570,0} + \frac{195075,0}{1,4 \cdot 202750,0} = 0,754 < 1,0,$$

мұндағы $F_{v,Ed}$ – бір бұрандаға есептік күш, бұрандалардың саны $n = 8$ болған кезде:

$$F_{v,Ed} = N_{Ed,y} / n = 93000 / 8 = 11625,0 \text{ Н};$$

$F_{v,Rd}$ – мына формула бойынша анықталатын кесіндіге бұранданың есептік көтерушілік қабілеті:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 452}{1,25} = 173570,0 \text{ Н},$$

мұндағы $\alpha_v = 0,6$ – бұранданың тегіс бөлігі арқылы өтетін кесінді жазықтығы үшін;

$A = 452 \text{ мм}^2$ – брутто бұрандасының көлденең қимасының ауданы.

Қосылыс үшін қабылданған М24 бұрандалар осы құралдың 6.15-кестесінің D санатына қосылыстардың талаптарын қанағаттандырады.

А.3.5 Ернемекпен тірек бағанды (белдеуді) қосу дәнекерлеу жіктерінің есебі

Ернемегі бар мұнараның тірек бағанын (белдеуін) қосатын дәнекерлеу жіктері бұрыданаы дәнекерлеуші жіктеріне жатады.

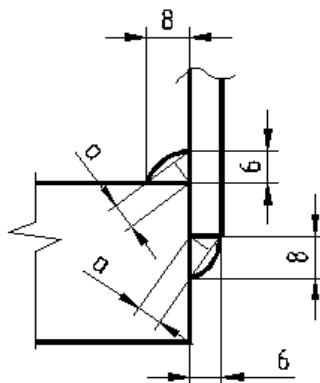
Мысалда тегіс емес катеттерімен дәнекерленген жіктер қабылданған: тірек бағаны бар катет 6 мм тең, ернемекке – 8 мм тең. Бұл жағдайда, дәнекерленген бұрыштық жіктің «а» тиімді қалыңдығы осы құралдың 6.4.4.3.2-тармақшасына сәйкес – $a = 4,8$ мм тең (А.11-суретін қараңыз).

Осы құралдың 6.4.4.3.5-тармақшасына сәйкес бұрыштық дәнекерлеуші жіктің есептік көтерушілік қабілеті осы (6.54) формуласының талаптары орындалған жағдайда жеткілікті деп есептеледі:

$$F_{w,Ed} = 565,0 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1120,0 \text{ Н/мм},$$

мұндағы $F_{w,Ed}$ – екі жік үшін анықталатын дәнекерлеу жігінің ұзындығы бірлігіне әрекет ететін сыртқы күданаердің есептік мағынасы (А.11-суретін қараңыз):

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed,x}}{2 \cdot \pi \cdot D_{tp}} = \frac{867000,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 244,5} = 565,0 \text{ Н/мм};$$



А.11 Сурет Ернемекпен тірек бағанды (белдеуді) қосу дәнекерлеу жігітінің сызбасы

$F_{w,Rd}$ – осы құралдың (6.55) формуласы бойынша анықталатын дәнекерлеу жігінің ұзындығы бірлігіне көтерушілік қабілеттің есептік мағынасы:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 233,7 \cdot 4,8 = 1120 \text{ Н/мм},$$

мұндағы $f_{vw,d}$ – осы құралдың (6.56) формуласы бойынша анықталатын қозғалысқа дәнекерлеу жігінің есептік беріктігі:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 / \sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,25} = 233,7 \text{ Н/мм}^2,$$

мұндағы f_u – жалғасатын элементтердің беріктігі кем созылуына уақытша қарсылықтың атаулы мағынасы;

$\beta_w = 0,85$ – осы құралдың 6.20-кестесі бойынша қабылданатын S275 болат үшін түзетуші коэффициент.

Тірек бағанды ернемекке бекітудің бұрыштық дәнекерлеу жігінің есептік көтерушілік қабілеті.

А.4 МЫСАЛ Илемделген тең сөрелі бұрыштардан биіктігі 40,0 м мұнара беріктігінің негізгі байланыстарын бекіту торабының есебі.

А.4.1 Бастапқы деректер

28.000 м белгісінде тораптың есебін орындау талап етіледі (А.6-суретіндегі 1-торапты қараңыз) А.2-мысалында шаршының есептелген қима жоспарында биіктігі 40,0 м торлы мұнара үшін (ашуға қисықтарды бекіту) илемді тең сөрелі бұрыштардан жасалған беріктіктің негізгі байланыстарын бекіту.

Беріктіктің негізгі байланыстары элементтерінің қимасы – қалыңдығы $t = 8$ мм фасонкаға бекітілген бұрыданаар L90×11. Есептелетін тораптың беріктігінің негізгі байланыстарының элементтері созылушы күштермен жүктелген $N_{Ed} = 108000,0$ Н және $N_{Ed} = 135000,0$ Н (А.12-суретін қараңыз).

Теңсөрелі бұрыштардан жасалған беріктіктің негізгі байланыстары L90×11 ($N_{Ed} = 108000,0$ Н күшіне тең қиғаштіреу) бір қатарға орнатылған 5.8-беріктік класының атаулы диаметрі 20 мм (M20) екі бұранданың көмегімен фасонкаға бекітіледі;

Теңсөрелі бұрыштардан жасалған беріктіктің негізгі байланыстары L90×11 ($N_{Ed} = 135000,0$ Н күшіне тең қиғаштіреу) бір қатарға орнатылған 5.8-беріктік класының атаулы диаметрі 22 мм (M22) екі бұранданың көмегімен фасонкаға бекітіледі;

А.12-суретінде берілген бекіту тораптарының сызбасы.

– бұранда остерінің арасындағы қашықтық, p_1 қадамы = 55 мм < $14 \cdot t = 14 \cdot 8 = 112,0$ мм (немесе 200,0 мм).

Осы құралдың 6.16-кестесіне сәйкес 2-ескертуге сәйкес сығылатын күш кезінде, e_2 және p_1 шамалары жергілікті беріктік талаптарын қанағаттандыруы тиіс:

– т. к. $p_1 / t = 55 / 8 = 6,875 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 8,32$, онда жергілікті беріктікке есеп талап етілмейді;

– осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес $e_2 / t = 40 / 11 = 3,64 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 13,8$.

б) Қолданылатын бұрандалар үшін тесіктің М22 мөлшері – $d_0 = 23,5$ мм тең қабылданды.

Күш бойындағы бұрыш шетіне дейінгі қашықтық $e_1 = 50$ мм, көлденең күштің бұрышы шетіне дейінгі қашықтық $e_2 = 40$ мм (А.12-суретін қараңыз).

Осы құралдың 6.16-кестесіне сәйкес:

– e_1 және e_2 мағыналары < $4 \cdot t + 40$ мм = $4 \cdot 8 + 40 = 72$ мм – шетіне дейінгі ең жоғары қашықтық,

мұндағы t – қосылатын элементтердің ең жіңішкесінің қалдындығы;

– e_1 және e_2 мағыналары > $1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 23,5 = 28,2$ мм – шетіне дейінгі ең төменгі қашықтық;

– бұранда остерінің арасындағы қашықтық, p_1 қадамы = 60 мм > $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 23,5 = 51,7$ мм;

– бұранда остерінің арасындағы қашықтық, p_1 қадамы = 60 мм < $14 \cdot t = 14 \cdot 8 = 112,0$ мм (немесе 200,0 мм).

Сығылатын күш кезіндегі жергілікті тұрақтылық талаптарын тексеру:

– $p_1 / t = 60 / 8 = 7,5 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 8,32$, жергілікті тұрақтылық есебі талап етілмейді;

– $e_2 / t = 40 / 11 = 3,64 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 13,8$.

А.4.4 Созылу кезінде беріктік бойынша қаттылықтың (тіректің) негізгі байланыстарының көтерушілік қабілеті

Осы құралдың 6.3.1.1-тармақшасына сәйкес созылуға $N_{t,Rd}$ көтерушілік қабілеттің есептік мағынасы тесігі бар бұрандалар қимасы үшін ең төменгіні қабылдайды:

– осы құралдың формуласы (6.12) бойынша анықталатын пластикалық кезеңдегі брутто көлденең қимасының көтерушілік қабілеттерінің есептік мағынасы:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1870 \cdot 275}{1,0} = 514250,0 \text{ Н},$$

мұндағы бұрыштың брутто $L90 \times 11$ қимасының ауданы $A = 1870$ мм² тең;

– осы құралдың формуласы (6.13) бойынша анықталатын пластикалық кезеңдегі нетто көлденең қимасының көтерушілік қабілеттерінің есептік мағынасы:

а) N_{Ed} күшіне ие беріктік байланыстары үшін = 108000,0 Н (М20 бұрандасы):

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1633,5 \cdot 430}{1,25} = 505730,0 \text{ Н},$$

мұндағы бұрыштың нетто $L90 \times 11$ қимасының M20 бекітілетін бұрандасының ауданы:

$$A_{\text{net}} = 1870 - 21,5 \cdot 11 = 1633,5 \text{ мм}^2 \text{ тең;}$$

б) N_{Ed} күшінің беріктік байланыстары үшін $= 135000,0 \text{ Н}$ (M22 бұрандасы):

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{\text{M2}}} = \frac{0,9 \cdot 1611,5 \cdot 430}{1,25} = 498920,0 \text{ Н,}$$

мұндағы бұрыштың нетто $L90 \times 11$ қимасының M22 бекітілетін бұрандасының ауданы:

$$A_{\text{net}} = 1870 - 23,5 \cdot 11 = 1611,5 \text{ мм}^2 \text{ тең.}$$

Осы құралдың 6.3.1.1-тармақшасына сәйкес созылуға беріктікті тексеру:

а) күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 108000,0 \text{ Н}$ (M20 бұрандасы)

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{t,Rd}}} = \frac{108000,0}{505730,0} = 0,22 < 1,0 ;$$

б) күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 135000,0 \text{ Н}$ (M22 бұрандасы)

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{t,Rd}}} = \frac{135000,0}{498920,0} = 0,27 < 1,0 .$$

Бұрандалардың бір қатарындағы бір сөреге бекітілетін жалғыз бұрыштың бірінің беріктік байланыстарының созылатын элементтерінің көтерушілік қабілеті осы құралдың формуласы (6.2) бойынша анықталады:

а) M20 екі бұрандаларымен бекітілген кезде күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 108000,0 \text{ Н}$:

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{\beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{\text{M2}}} = \frac{0,407 \cdot 1633,5 \cdot 430}{1,25} = 228700,0 \text{ Н,}$$

мұндағы төмендетуші коэффициент $\beta_2 = 0,407$ осы құралдың 6.2-кестесі бойынша $p_1 = 55$ қадамы үшін интерполяция бойынша анықталады мм ($p_1 / d_0 = 55 / 21,5 = 2,56$);

$$A_{\text{net}} \text{ ауданы} = 1633,5 \text{ мм}^2 \text{ (жоғары қараңыз).}$$

Осы құралдың формуласы (6.11) бойынша созылу кезіндегі беріктікті тексеру:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{t,Rd}}} = \frac{108000,0}{228700,0} = 0,472 < 1,0 ;$$

б) M22 екі бұрандаларымен бекітілген кезде күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 135000,0 \text{ Н}$:

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{\beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{\text{M2}}} = \frac{0,406 \cdot 1611,5 \cdot 430}{1,25} = 225070,0 \text{ Н,}$$

мұндағы $p_1 = 60 \text{ мм}$ ($p_1 / d_0 = 60 / 23,5 = 2,55$) қадамы үшін төмендетуші коэффициент $\beta_2 = 0,406$;

$$A_{\text{net}} \text{ ауданы} = 1611,5 \text{ мм}^2 \text{ (жоғары қараңыз).}$$

Созылу кезіндегі беріктікті тексеру:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{t,Rd}}} = \frac{135000,0}{225070,0} = 0,6 < 1,0 .$$

Беріктіктің негізгі байланыстарының беріктігі (қиғаданаіректердің) $L90 \times 11$ қамтамасыз етілді.

Шеткі аймақтан материалды қазу кезінде беріктік байланысы бұрышының есептік көтерушілік қабілеті эксцентриситетсіз бұранданың симметриялық тобына қысылған күданаі беру кезінде (А.13 және А.14-суреттерін қараңыз) осы құралдың формуласы (6.50) бойынша 6.4.1.7.2-тармақшасына сәйкес:

а) M22 екі бұрандаларымен бекітілген кезде күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 108000,0 \text{ Н}$:

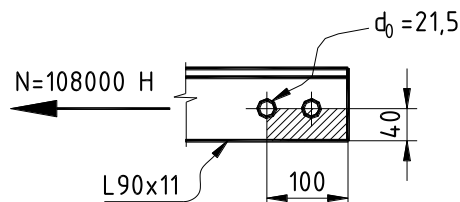
$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 430 \cdot 11 \cdot (40 - 21,5/2) / 1,25 + (275/\sqrt{3}) \cdot 11 \times \\ \times (100 - 21,5 - 21,5/2) / 1,0 = 229010,0 \text{ Н},$$

мұндағы A_{nt} – бұрыштың созылған аймағының нетто қимасының ауданы;

A_{nv} – бұрыштың жылжитын аймағының нетто қимасының ауданы.

Бұрыштың көтерушілік қабілеті қазуға бұрыданаағы күштен жоғары L90×11:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = 229010,0 \text{ Н} > N_{\text{Ed}} = 108000,0 \text{ Н}.$$



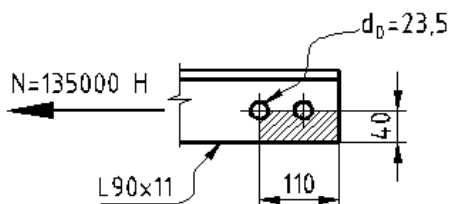
А.13 Сурет – $N_{\text{Ed}} = 108000,0 \text{ Н}$ күшіне ие беріктік байланысы бұрышының шеткі аймағын қазу материалы аймағының сызбасы

б) М22 екі бұрандаларымен бекітілген кезде күшіне ие беріктік байланыстары үшін $N_{\text{Ed}} = 135000,0 \text{ Н}$:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}} = 430 \cdot 11 \cdot (40 - 23,5/2) / 1,25 + (275/\sqrt{3}) \cdot 11 \times \\ \times (110 - 23,5 - 23,5/2) / 1,0 = 237450,0 \text{ Н}.$$

Бұрыштың көтерушілік қабілеті қазуға бұрыданаағы күштен жоғары L90×11:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = 237450,0 \text{ Н} > N_{\text{Ed}} = 135000,0 \text{ Н}.$$



А.14 Сурет – $N_{\text{Ed}} = 135000,0 \text{ Н}$ күшіне ие беріктік байланысы бұрышының шеткі аймағын қазу материалы аймағының сызбасы

Беріктіктің негізгі байланыстарының қимасы (қиғаш тіреулері) бұрандалар астындағы бұрыштың әлсіреуін есепке алған кезде беріктік талабын қанағаттандырады.

А.4.5 Бұрандалы қосылыстар есебі

Есептік байланысу торабында қабылданған фасонкалары бар беріктік байланыстары осы құралдың 6.4.1.2.1-тармақшасына сәйкес А- кесінді қосылыс санатына жатады, онда элементтегі есептік күш осы құралдың 6.14-кестесіне сәйкес кесінді мен ұрылуға бұранданың көтерушілік қабілетінен аспайтын болуы тиіс.

Кесіндіге бір бұранданың есептік көтерушілік қабілеті осы құралдың 6.17-кестесінің формуласы бойынша анықталады

а) М20 бұрандалары үшін беріктік класы 5.8.

Мысалда бұранданың бір жазықтық бойында кесілетіні және кесінді жазықтығының бұранданың тегіс бөлігі арқылы өтуі қабылданған, сондықтан да $\alpha_v = 0,6$.

Қабылданған бұрандалардың брутто қимасының ауданы М20 : $A = 314 \text{ мм}^2$.

Бұранда беріктігінің класы – 5.8 с $f_{ub} = 500 \text{ Н/мм}^2$.

Кесіндіге бір бұранданың көтерушілік қабілеті:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 314}{1,25} = 75360,0 \text{ Н}.$$

Бұрандаға әсер ететін кесіндіге есептік күш М20 бұранданың көтерушілік қабілетінен жоғары:

$$F_{v,Rd} = 75360,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 108000,0 / 2 = 54000,0 \text{ Н},$$

мұндағы $F_{v,Ed}$ – бір бұрандаға есептік күш;

n_b – қосылыстағы бұрандалардың саны.

б) М22 бұрандалары үшін беріктік класы 5.8.

Бұранданың тегіс бөлігі арқылы өтетін кесіндінің жазықтығы үшін, $\alpha_v = 0,6$.

Қабылданған бұрандалардың брутто қимасының ауданы М22 : $A = 380 \text{ мм}^2$.

Бұрандалардың беріктігінің класы – 5.8 с $f_{ub} = 500 \text{ Н/мм}^2$.

Кесіндіге бір бұранданың көтерушілік қабілеті:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 380}{1,25} = 91200,0 \text{ Н}.$$

Бұрандаға әсер ететін кесіндіге есептік күш М22 бұранданың көтерушілік қабілетінен жоғары: $F_{v,Rd} = 91200,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 135000,0 / 2 = 67500,0 \text{ Н}$.

Бір бұранда үшін майысуға қосылыстың есептік көтерушілік қабілеті осы құралдың 6.17-кестесінің формуласы бойынша анықталады:

а) М20 бұрандалары үшін беріктік класы 5.8.

Бір бұранда үшін жапыруға көтерушілік қабілеті:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,603 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 8}{1,25} = 82970,0 \text{ Н},$$

мұндағы $d = 20 \text{ мм}$ – бұранданың атаулы диаметрі;

$t = 8 \text{ мм}$ – жалғасатын элементтердің ішіндегі ең жұқасының қалыңдығы;

α_b – жоғарыда тізімделгеннің ішіндегі ең кіші ретінде мағынасы қабылданатын коэффициент α_d , f_{ub}/f_u және 1,0:

– күш бойындағы коэффициент α_d шеткі бұрандалар үшін $e_1 = 45 \text{ мм}$ және $d_0 = 21,5 \text{ мм}$ кезінде формуласы бойынша анықталады:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{45}{3 \cdot 21,5} = 0,698 ;$$

– күш бойындағы коэффициент α_d шеткі бұрандалар үшін $p_1 = 55 \text{ мм}$ және $d_0 = 21,5 \text{ мм}$ кезінде формуласы бойынша анықталады:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{55}{3 \cdot 21,5} - \frac{1}{4} = 0,603 ;$$

$$- \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{430} = 1,163 ;$$

коэффициент қабылданды: $\alpha_b = 0,603$.

k_1 – шеткі бұрандалар үшін көлденең күш коэффициенті $e_2 = 40 \text{ мм}$ және $d_0 = 21,5 \text{ мм}$ кезіндегі, мағынасы ең кішісімен қабылданады:

$$2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21,5} - 1,7 = 3,509 \text{ және } 2,5;$$

коэффициент қабылданды: $k_1 = 2,5$, өйткені мысалда көлденең күданаегі бұрандалардың бір қатары қабылданды.

Бұрандаға әсер ететін жапыруға есептік күш $M20$ бұранданың көтерушілік қабілетінен жоғары:

$$F_{b,Rd} = 82970,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 108000,0 / 2 = 54000,0 \text{ Н}.$$

б) $M22$ бұрандалары үшін беріктік класы

Бір бұранда үшін жапыруға көтерушілік қабілеті:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,601 \cdot 430 \cdot 22 \cdot 8}{1,25} = 90970,0 \text{ Н},$$

мұндағы $d = 22$ мм – бұранданың атаулы диаметрі;

$t = 8$ мм – жалғасатын элементтердің ішіндегі ең жұқасының қалыңдығы;

α_b – жоғарыда тізімделгеннің ішіндегі ең кіші ретінде мағынасы қабылданатын коэффициент α_d , f_{ub}/f_u және 1,0:

– күш бойындағы коэффициент α_d шеткі бұрандалар үшін $e_1 = 50$ мм және $d_0 = 23,5$ мм:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{50}{3 \cdot 23,5} = 0,709;$$

– күш бойындағы коэффициент α_d шеткі бұрандалар үшін $p_1 = 60$ мм және $d_0 = 23,5$ мм:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \cdot 23,5} - \frac{1}{4} = 0,601; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{430} = 1,163;$$

коэффициент қабылданды: $\alpha_b = 0,601$.

k_1 – шеткі бұрандалар үшін көлденең күш коэффициенті $e_2 = 40$ мм және $d_0 = 23,5$ мм:

$$2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{23,5} - 1,7 = 3,066, \text{ коэффициент қабылданды: } k_1 = 2,5.$$

Бұрандаға әсер ететін жапыруға есептік күш $M22$ бұранданың көтерушілік қабілетінен жоғары: $F_{b,Rd} = 90970,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 135000,0 / 2 = 67500,0 \text{ Н}.$

Қабылданған $M20$ және $M22$ бұрандалары осы құралдың 6.14-кестесінің А санатындағы қосылысы талаптарын қанағаттандырады.

А.5 МЫСАЛ Дөңгелек құбыр элементтерімен биіктігі 40,0 м мұнара үшін тайғанақты жүктемелер есебі

А.5.1 ISO 12494 бойынша тайғанақты жүктемелерді анықтау.

Мысалда биіктігі 40,0м А.1-мысалында есептелген дөңгелек құбырлы элементтері бар мұнара үшін тайғанақты жүктемелерді анықтау берілген.

Тайғанақтық жүктемелерді есептеу үшін тайғанағы қабырғасының қалыңдығы 10 мм болатын осы құралдың 2.15-кестесі бойынша G1 мұз класы қабылданды. Мұнараның сенімділік класы анықталды – 2. Тайғанақтық мұзданудың қалыңдығы $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$. Биіктігіне тәуелді түрде тайғанақтық мұздану қалыңдығының өзгерісі осы құралдың формуласы (2.92) бойынша анықталатын коэффициенттің көмегімен ескеріледі:

$$k_h = e^{0,01 \cdot H} = 2,71828^{0,01 \cdot H},$$

мұндағы H – жер бетіндегі элементтің базалық биіктігі, м.

C1 маркасының секциясы үшін тайғанақтық жүктемені анықтау төменде берілген (0.000÷8.000м белгісі)

Есептеу үшін базалық биіктік үшін тайғанақтық мұздану қалыңдығының өзгерісін есепке алатын орташа коэффициент қабылданады $H = 4,0$ м:

$$k_h = 2,71828^{0,01 \cdot 4} = 1,04.$$

C1 секция элементтерінің қабылданған қимасы (А.1-мысалында қабылданған DIN 2448 сұрыптамасы бойынша дөңгелек құбырдың элементтері):

Белдеу: құбыр $\varnothing 244,5 \times 6,3$; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны $n = 4$ дана;

Қиғаш тіреулері: құбыр $\varnothing 127 \times 3,2$; ұзындықтары $\ell = 5,0$ м және $\ell = 4,7$ м; саны $n = 8$ дана (әрбір ұзындықтары);

Кергіш: құбыр $\varnothing 70 \times 2,6$; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 4$ дана;

Кергіш: құбыр $\varnothing 127 \times 3,2$; ұзындығы $\ell = 5,2$ м; саны $n = 4$ дана;

Ернемек: $330 \times 330 \times 30$ мм; саны $n = 4$ дана;

Ернемектің барлық бетінің ауданы (тайғанақтың қалыңдығын есепке ала отырып):

$$A_{\text{фл}} = \pi \cdot (D^2 - d^2) \cdot 2 / 4 + \pi \cdot D \cdot t_{\text{фл}} \cdot 2 = 3,14 \cdot [(33 + 1,0 \cdot 1,04)^2 - 24,45^2] \cdot 2 / 4 + 3,14 \cdot (33 + 1,0 \cdot 1,04) \cdot 3 \cdot 2 = 1520,0 \text{ см}^2 = 0,152 \text{ м}^2$$

Фасонкалар: $200 \times 500 \times 8$ мм; ауданы $A = 0,1 \cdot 2_{\text{плоск}} = 0,2 \text{ м}^2$; саны $n = 24$ дана;

Диафрагма: құбыр $\varnothing 101,6 \times 2,9$; ұзындығы $\ell = 5,6$ м; саны $n = 1$ дана;

Диафрагма: құбыр $\varnothing 70 \times 2,6$; ұзындығы $\ell = 3,8$ м; саны $n = 4$ дана;

Тайғанақтық мұзданудың массасы сы m элементіне осы құралдың (2.93) формуласы бойынша анықталады:

$$m = \pi \cdot \gamma \cdot t \cdot (d + t),$$

мұндағы $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$ – тайғанақтық мұзданудың тығыздығы;

$t = 10 \text{ мм} \cdot k_h$ – тайғанақтық мұзданудың қалыңдығы, м;

d – элементтің диаметрі, м.

Секция элементтерінің тайғанақтық мұздану жүктемесінің жинақ сипаттамасы $Q_{k,C1}$ мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{k,C1} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м^2 ;

n – секциядағы элементтердің саны.

Мұнараның секциясы үшін тайғанақтық жүктеменің сипаттамасы C1:

$$Q_{k,C1} = [3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,2445 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8,0 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,0 \cdot 8 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 4,7 \cdot 8 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \times \times (0,07 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,6 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,2 \cdot 4 + 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \times \times 0,152 \cdot 4 + 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot 0,2 \cdot 24 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,1016 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,6 \cdot 1 + 3,14 \times \times 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,07 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 3,8 \cdot 4] = 798,0 \text{ кгс} = 7980,0 \text{ Н}$$

Қимасы бар баспалдақ элементтерінің, баспалдақ қоршауының және фидердің тайғанақтық жүктемесін анықтау (C1 секциясы үшін – 0.000 белгісінен бастап 8.000 м белгісіне дейін):

Бағандар: $\bullet \varnothing 28$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана;

Баспалдақтары: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 27 дана;

Қоршауы: $\bullet \varnothing 14$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 8,0$ м; саны 3 дана;

ұзындығы $\ell_2 = 1,75$ м; саны 13 дана;

Фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 4 дана;

Фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 8,0$ м; саны 2 дана;

Баспалдақ үшін тайғанақтық жүктеменің сипаттамасы $Q_{k,л}$ (C1 секциясында):

$$Q_{k,л} = 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 2 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,02 + 0,01 \times \times 1,04) \cdot 0,45 \cdot 27 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,014 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 3 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,014 +$$

$$+ 0,01 \cdot 1,04) \cdot 1,75 \cdot 13 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,048 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \times \\ \times (0,02 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 2 = 132,0 \text{ кгс} = 1320,0 \text{ Н}$$

С2, С3, С4, С5 секциялары үшін тайғанақтық жүктеме алаңдарды қоса, А.1 және А.2-суреттеріндегі сызба және биіктік коэффициенті k_h бойынша анықталатын тиісті қима, ұзындық, элементтер санын есепке ала отырып ұқсас есептеледі.

40.000 м белгісінде алаңның тайғанақтық жүктемесін анықтау.

40,000 м белгісіндегі алаң үшін базалық биіктік үшін тайғанақтық мұзданудың өзгерісін есепке алатын коэффициент қабылданады $H = 40 \text{ м}$:

$$k_h = 2,71828^{0,01 \cdot 40} = 1,49.$$

Алаң элементінің қимасы:

Арқалықтар: [12; швеллер периметрі – $p = 0,422 \text{ м}$; ұзындығы $\ell_1 = 2,0 \text{ м}$; саны $n = 6$ дана;

ұзындығы $\ell_2 = 0,8 \text{ м}$; саны $n = 1$ дана;

Диафрагма: құбыр $\varnothing 70 \times 2,6$; ұзындығы $\ell = 1,3 \text{ м}$; саны $n = 4$ дана;

Диафрагма: құбыр $\varnothing 70 \times 2,6$; ұзындығы $\ell = 2,0 \text{ м}$; саны $n = 1$ дана;

Люк: $L50 \times 5$; ұзындығы $\ell = 0,8 \text{ м}$; саны $n = 4$ дана;

Бедерлі төсемше қалыңдығы t_4 : $A = 4,0 \text{ м}^2$; саны $n = 1$ дана; 2 жазықтықтар;

Қоршауы: $\bullet \varnothing 28 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell_1 = 1,2 \text{ м}$; саны $n = 8$ дана; ұзындығы $\ell_2 = 8,0 \text{ м}$; саны $n = 1$ дана;

Қоршауы: $\bullet \varnothing 14 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell_1 = 8,0 \text{ м}$; саны $n = 2$ дана;

Алаң арқалығына m тайғанақтық мұзданудың массасы сы:

$$m = p \cdot t \cdot \gamma,$$

мұндағы $t = 10 \text{ мм} \cdot k_h$ – тайғанақтық мұзданудың қалыңдығы, м ;

p – арқалық қимасының периметрі, м .

Алаң элементтерінің тайғанақтық мұздану жүктемесінің жинақ сипаттамасы $Q_{k,пл}$ 40.000 м белгісінде мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{k,пл} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м^2 ;

n – саны элементов.

40.000 м белгісіндегі алаңның мұздану жүктемесінің жинақ сипаттамасы:

$$Q_{k,пл} = [0,422 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 2,0 \cdot 6 + 0,422 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 0,8 \cdot 1 + 3,14 \cdot (0,070 + 0,01 \times \\ \times 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot (1,3 \cdot 4 + 2,0 \cdot 1) + 0,15 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 0,8 \cdot 4 + 4,0 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 2 \\ + 3,14 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 1,2 \cdot 8 + 3,14 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \times \\ \times 8,0 \cdot 1 + 3,14 \cdot (0,014 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 8,0 \cdot 2] = 265,0 \text{ кгс} = 2650,0 \text{ Н}$$

Есептеу нәтижелері А.3-кестеде берілген. Есептік жүктеме сипаттамалық мағынаны құралым сенімділігінің 2 класы үшін осы құралдың 2.2-кестесі бойынша қабылданған мұздану жүктемесі үшін $\gamma_Q = 1,4$ қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне қосумен алынады.

А.3 Кесте – ISO 12494 бойынша тайғанақты жүктеме

Секциясы (белгісі)	Өлш ем бірлі гі	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	40.000 м белгісін дегі алаң
Құралымға жалпы тайғанақтық жүктеме (сипаттамалық)	Н	9300	8830	9200	9410	12040	2650
Құралымға жалпы тайғанақтық жүктеме (есептік)	Н	13020	12360	12880	13170	16860	3700

А.5.2 Ауыспалы кезеңде қабылданған әдіснама бойынша тайғанақты жүктемені анықтау.

Тайғанақтық жүктемені есептеу үшін тайғанағы қабырғасының қалыңдығы $b = 10$ мм болатын осы құралдың 2.3.2.8-тармақшасындағы 2.18-кестесі бойынша ІІІ мұздану ауданы қабылданды. Мұздану жүктемесі үшін жүктеме бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициенті 2.3.2.8.4-тармақшасы бойынша $\gamma_Q = 1,3$ тең. Тайғанақтық мұзданудың қалыңдығы $\gamma = 0,9$ г/см³. Жер бетіндегі биіктікке тәуелді түрде тайғанақтық мұздану қалыңдығының өзгерісі осы құралдың 2.20-кестесі бойынша анықталатын k коэффициентінің көмегімен есепке алынады.

Диаметрі 70 мм дейінгі дөңгелек қима элементтері үшін желілік мұздану жүктемесінің сипаттамалық мағынасы i , Н/м қоса осы құралдың формуласы (2.96) бойынша анықталады:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}.$$

Беткі мұздану жүктемесі үшін сипаттамалық мағына i , Па, басқа элементтер үшін осы құралдың формуласы (2.97) бойынша анықталады: $i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g$.

Төменде С1 маркалы секцияның тайғанақтық жүктемесіне анықтау берілген (белгісі 0.000 ÷ 8.000 м)

Есептеу үшін жер бетіндегі биіктікке тәуелді түрде тайғанақтық мұзданудың қалыңдығы өзгерісін есепке алатын орташа коэффициент қабылданады – $k = 0,86$.

С1 секция элементтерінің қабылданған қимасы А.5.1-тармағында көрсетілген.

Мұнара бағанының С1 секциясының элементтері үшін i , Па беткі тайғанақтық жүктеменің сипаттамалық мағынасы осы құралдың 2.3.2.8.3-тармақшаларына сәйкес:

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g = 10 \cdot 0,86 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,81 = 45,6 \text{ Па} = 4,6 \text{ кгс/м}^2$$

Құбыр элементтеріне тайғанақтық мұзданудың массасы m тең болады:

$$m = i' \cdot \pi \cdot (d + b \cdot k),$$

мұндағы $k = 0,86$ – биіктік бойынша қабырғаның қалыңдығының өзгеруін ескеретін коэффициент;

d – элементтің диаметрі, м.

С1 маркасы секциясы элементтерінің тайғанақтау мұзданудағы Q_{C1} жинақ жүктемесінің сипаттамасы мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{C1} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м²;

n – секциядағы элементтердің саны.

$$Q_{C1} = [4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,2445 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 8,0 \cdot 4 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,0 \cdot 8 + 4,6 \times \\ \times 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 4,8 \cdot 8 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,07 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,6 \cdot 4 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \\ \times 0,86) \cdot 5,2 \cdot 4 + 4,6 \cdot 0,152 \cdot 4 + 4,6 \cdot 0,2 \cdot 24 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,1016 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,6 \cdot 1 + 4,6 \cdot 3,14 \times \\ \times (0,07 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 3,8 \cdot 4] = 390,0 \text{ кгс} = 3900,0 \text{ Н}$$

А.5.1-тармағында көрсетілген қимасы бар баспалдақ элементтерінің, баспалдақ қоршауының және фидердің тайғанақтық жүктемесі анықталады (секциясы үшін – 8,0).

Диаметрі 70 мм дейінгі дөңгелек қима элементтері үшін желілік мұздану жүктемесінің сипаттамалық мағынасы i , Н/м қоса осы құралдың 2.3.2.8.3-тармақшасына сәйкес баспалдақ үшін анықталады:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}$$

мұндағы μ_1 – дөңгелек қима элементінің диаметріне тәуелді түрде тайғанақ қабырғасының қалыңдығы өзгерісін есепке алатын коэффициент осы құралдың 2.21-кестесі бойынша анықталады:

қима үшін $\bullet \varnothing 14$ мм: $\mu_1 = 0,96$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,96 \cdot (14 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,96) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,509 \text{ кгс/м};$$

қима үшін $\bullet \varnothing 20$ мм: $\mu_1 = 0,9$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,9 \cdot (20 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,9) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,6 \text{ кгс/м};$$

қима үшін $\bullet \varnothing 28$ мм: $\mu_1 = 0,82$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,82 \cdot (28 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,82) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,685 \text{ кгс/м};$$

қима үшін $\bullet \varnothing 48$ мм: $\mu_1 = 0,71$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,71 \cdot (48 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,71) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,916 \text{ кгс/м};$$

$k = 0,86$ – биіктік бойынша қабырғаның қалыңдығының өзгеруін ескеретін коэффициент;

d – элементтің диаметрі, мм.

Баспалдақ элементтерінің тайғанақтау мұзданудағы $Q_{\text{л}}$ жинақ жүктемесінің сипаттамасы мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{\text{л}} = \Sigma(i \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м^2 ;

n – секциядағы элементтердің саны.

$$Q_{\text{л}} = 0,685 \cdot 8 \cdot 2 + 0,6 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,509 \cdot 8 \cdot 3 + 0,509 \cdot 1,75 \cdot 13 + 0,6 \cdot 8 \cdot 2 + 0,916 \cdot 8 \cdot 4 + 0,6 \times \\ \times 8 \cdot 2 = 81,0 \text{ кгс} = 810,0 \text{ Н}$$

C2, C3, C4, C5 секциялары үшін тайғанақтық жүктеме алаңдарды қоса, биіктік коэффициентінің $k_{\text{д}}$ алаңын, тиісті қимасын және элементтері санын қоса ұқсас есептеледі.

40.000 м белгіде алаңның тайғанақтық жүктемесін анықтау

Белгісі 40.000 м алаң үшін биіктік үшін тайғанақтық мұздану қалыңдығының өзгерісін ескеретін коэффициентті қабылдаймыз $H = 40$ м: $k = 1,5$

40,000 м белгісіндегі алаң элементтері үшін i , Па беткі тайғанақтық мұзданудың сипаттамалық мағынасы мына формула бойынша анықталады

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g = 10 \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,81 = 79,5 \text{ Па} = 8,0 \text{ кгс/м}^2,$$

мұндағы $k = 1,5$ – биіктік бойынша қабырғаның қалыңдығының өзгеруін ескеретін коэффициент.

Арқалық алаңына тайғанақтық мұзданудың массасы сы тең: $m = i' \cdot p$,

мұндағы p – арқалық қимасының периметрі, м.

Алаң элементтерінің тайғанақтау мұзданудағы $Q_{\text{ауд}}$ жинақ жүктемесінің сипаттамасы мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{\text{пл}} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м^2 ;

ҚР НТҚ 03-03-1.1(2.1)-2012

n – секциядағы элементтердің саны.

Диаметрі 70 мм дейінгі дөңгелек қима элементтері үшін желілік мұздану жүктемесінің сипаттамалық мағынасы i , Н/м қоса 40.000 м белгісіндегі алаң үшін мына формула бойынша анықталады:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}$$

мұндағы μ_1 – дөңгелек қима элементінің диаметріне тәуелді түрде тайғанақ қабырғасының қалыңдығы өзгерісін есепке алатын коэффициент осы құралдың 2.22-кестесі бойынша анықталады;

қима үшін $\bullet\varnothing 14$ мм: $\mu_1 = 0,96$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 0,96 \cdot (14 + 10 \cdot 1,5 \cdot 0,96) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 1,134 \text{ кгс/м};$$

қима үшін $\bullet\varnothing 28$ мм: $\mu_1 = 0,82$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 0,82 \cdot (28 + 10 \cdot 1,5 \cdot 0,82) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 1,374 \text{ кгс/м}.$$

$k = 1,5$ – биіктік бойынша қабырғаның қалыңдығының өзгеруін ескеретін коэффициент;

d – элементтің диаметрі, мм.

Алаң элементтерінің тайғанақтау мұзданудағы $Q_{\text{ауд}}$ жинақ жүктемесінің сипаттамасы мына формула бойынша анықталады:

$$Q_{\text{пл}} = \Sigma(i \cdot \ell \cdot n),$$

мұндағы ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м^2 ;

n – саны элементов площадки.

Алаңдағы мұзданудағы жинақ жүктемесінің сипаттамасы 40.000 м белгісінде:

$$Q_{\text{пл}} = [8,0 \cdot 0,422 \cdot 2,0 \cdot 6 + 8,0 \cdot 0,422 \cdot 0,8 \cdot 1 + 8,0 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 4 + 8,0 \cdot 4,0 \cdot 2 + 8,0 \cdot (0,070 + 0,01 \cdot 1,5) \cdot (1,3 \cdot 4 + 2,0 \cdot 1) + 1,374 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) + 1,134 \cdot 8,0 \cdot 2] = 160,0 \text{ кгс} = 1600,0 \text{ Н}$$

Есептеу нәтижелері А.4-кестеде берілген. Есептік жүктеме сипаттамалық мағынаны құралым сенімділігінің 2 класы үшін осы құралдың 2.2-кестесі бойынша қабылданған мұздану жүктемесі үшін 2.3.2.8.4-тармақшасы бойынша қабылданған $\gamma_Q = 1,3$ қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне қосумен алынады.

А.4 Кесте – Ауыспалы кезеңде қабылданған әдіснама бойынша тайғанақты жүктеме

Секциясы (белгісі)	Өлше м бір лігі	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	40.000 м белгісін дегі алаң
Құралымға жалпы тайғанақтық жүктеме (сипаттамалық)	Н	4710	5340	6090	6585	8215	1600
Құралымға жалпы тайғанақтық жүктеме (есептік)	Н	6130	6940	7920	8560	10680	2080

Б ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

ДІҢГЕК ЕСЕБІНЕ МЫСАЛ**Б.1 МЫСАЛ Биіктігі 30,0 м діңгек есебі****Б.1.1 Бастапқы деректер**

Биіктігі 30,0 м, 30.000 м белгісінде әрбір антеннаның 1 данасы бойынша Ø20 фидерлері бар РРС Ø1,8 м екі антеннасы орнатылған діңгектің есебін орындау талап етеді.

Діңгек осы құралдың 2.3.1.1.5-тармақшасы бойынша қабылданған III жел ауданында құрылысқа арналған, жел қысымының атаулы (сипаттамалық) мағынасы 0,38 кПа. Желдің әсер ету жергілікті орнының типі осы құралдың 2.4-кестесі бойынша I қабылданған. Діңгек жердің тегіс бетінде орнатылған және сыртқы ауаның есептік температурасы $-30^{\circ} > t \geq -40^{\circ}$ шегіндегі аудандарда құрылысқа арналған. Діңгектің сенімділік класы осы құралдың 2.1-кестесі бойынша 2 қабылданған.

Діңгек бағаны өзімен илемді теңсөрелі бұрышты, қима жоспарында шаршылы, негізіндегі көлемі 800 x 800 мм және биіктігі 30,0 м және ұзындығы 7,2 м және 8,4 м зауытта дайындалған төрт секциядан тұратын биіктіктегі кеңістікті призмалық торлы өзекті білдіреді. Беріктік байланыстары бекіту (діңгектің торлары) фасонканы дәнекерлеп бекіту орындарында белдеу бұрышының сөрелерін кеңейте отырып, тірек бағанның (діңгек белдеуін) бұрыштарына сөрелеріне тікелей дәнекерлеу көзделген. Секцияның байланысы бір-бірімен ернемектер арқылы бұрандаларда орындалған. Созылу торабы діңгектің тірек бағанына дәнекерленген тік табақтан және тораптың беріктігін қамтамасыз ететін көлденең қабырғалардан тұрады. Көлденең қабырғалары бар плиталардан тұратын діңгектің тірек торабы діңгектен тірек топсаға жүктеме береді.

30.000 м белгісінде жабдық пен найзағай бұрғышты орналастыру үшін жоспарда 2,0 x 2,0 м көлемге ие алаң орнатылған. Адамдарды діңгекке көтеру үшін бағанның ішінде баспалдақ-басқыш қарастырылған.

Діңгектің бағаны 90° арқылы жоспарда төрт бағытталған биіктігі бойынша созудың екі қабаттарымен қолдау табады.

Созудың екі қабаты діңгек осінен диагональ бойынша 18,0 м қашықтықта орнатылған бір іргетасқа бекітілген.

DIN сұрыптары бойынша элементтер қимасы қабылданды: бұрыштар үшін – DIN 1028 бойынша, швеллер үшін – DIN 1026 бойынша, арқан үшін – DIN 3059 бойынша. Діңгек бағанының болаты EN 10025-2 бойынша S275 қабылданды.

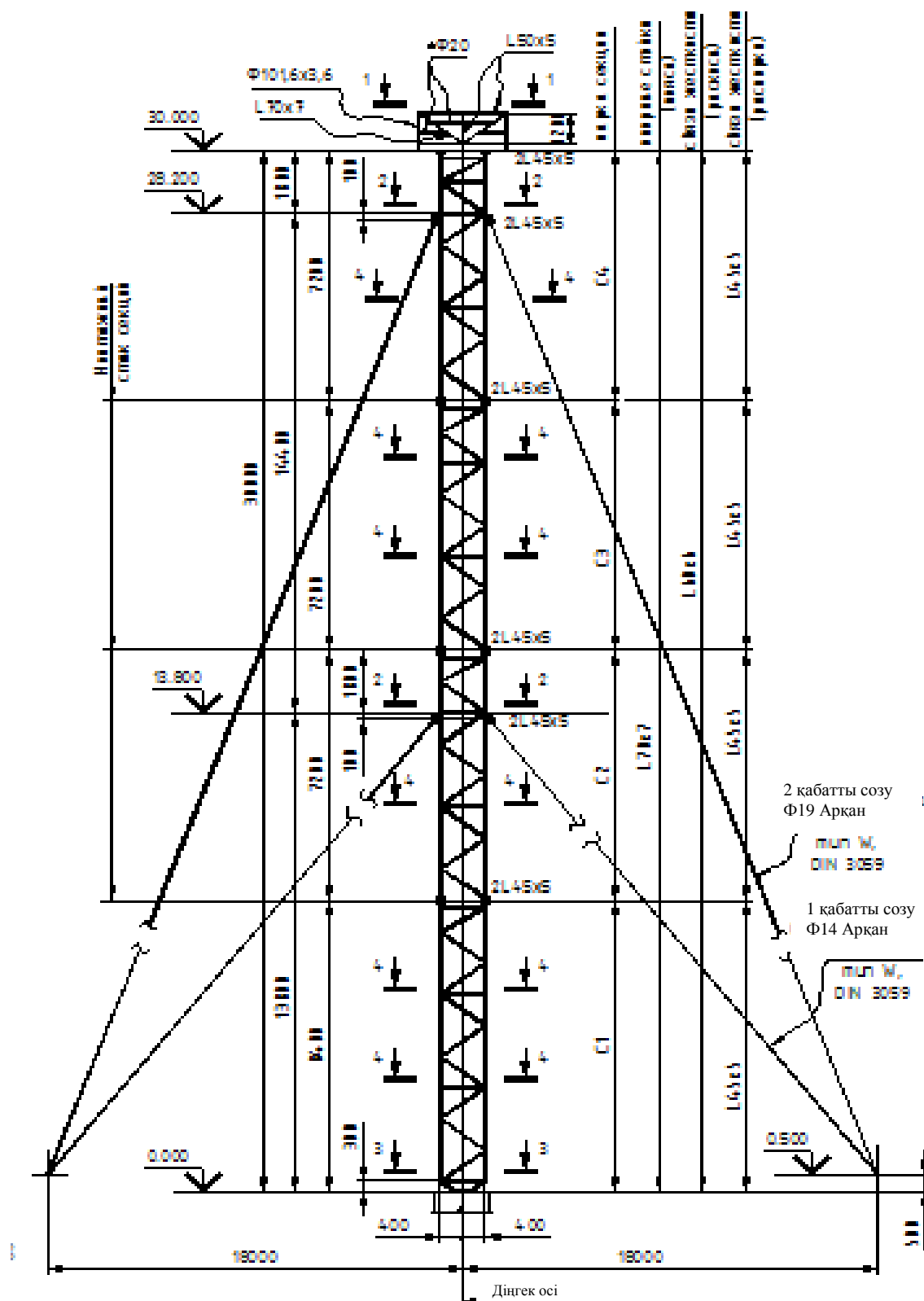
Баған мен тартқыш элементтерінің қимасымен діңгектің сызбасы Б1-сызбасында берілген. Баспалдақ пен элементтер қимасының алаңын Б.2-суретінен қараңыз.

Б.1.2 Жүктемелер жинағы**Б.1.2.1 Тұрақты жүктемелерді анықтау**

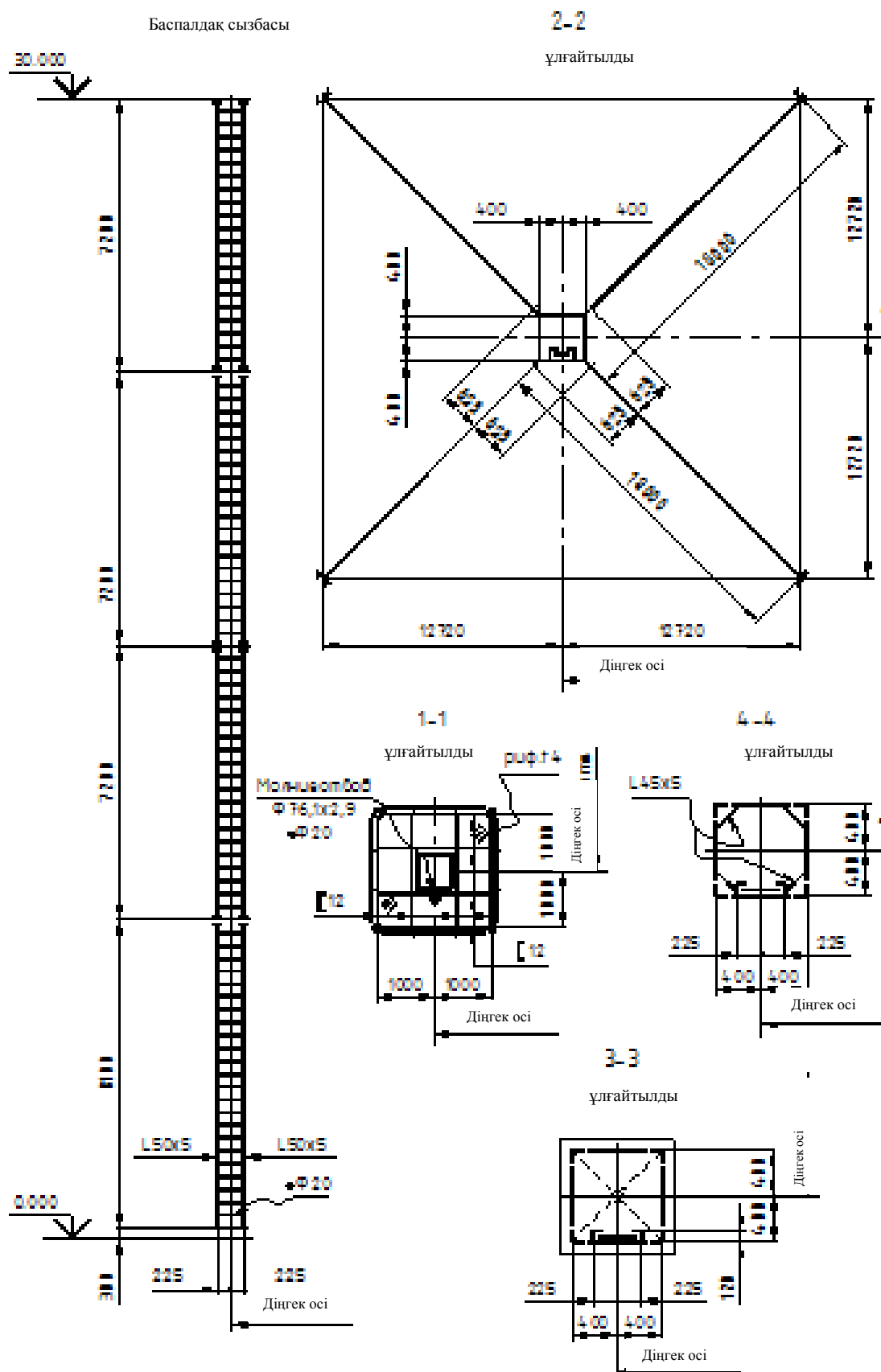
Тұрақты жүктемелер діңгек, тартқыш элементтерінің өзіндік салмағы және жабдықтың салмағы бойынша анықталады. Діңгек бағанының өзіндік салмағы тиісті бағдарламалар бойынша (мысалы, SCAD Office жобалық-есептеу кешені) кеңістіктік есепті орындаған кезде ескерілуі

керек ескерілмеген элемент коэффициенттерін қабылдай отырып). Аталған мысалда оны есепке алу үшін тұрақты жүктемелер жинағы берілген.

Төменде С1 маркалы дінгек үшін тұрақты жүктеме секциясы берілген.



Б.1 Сурет – Баған элементтерінің және биіктігі 30,0 м дінгек тартылымы сызбасы



Б.2 Сурет – Баспалдақ элементтері мен биіктігі 30,0 м діңгектің алаңы

С1 секция элементтерінің қабылданған қимасы (белгілері 0.300 ÷ 8.400 м) (илемді бұрыштар элементтері DIN 1028 сұрыптары бойынша қабылданды):

– тірек бағандар (белдеу): бұрыш L70×7; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны $n = 4$ дана; массасы $g = 7,38$ кг/м;

– беріктіктің негізгі байланыстары (Қиғаш тіреулері): бұрыш L60×6; ұзындығы $\ell = 1,2$ м; саны $n = 36$ дана; массасы $g = 5,42$ кг/м;

– беріктіктің негізгі байланысы (Кергіш): бұрыш L45×5; ұзындығы $\ell = 0,8$ м; саны $n = 8$ дана; массасы $g = 3,38$ кг/м;

– беріктіктің негізгі байланысы (Кергіш): 2 бұрышка L45×5; ұзындығы $\ell = 0,8$ м; саны $n = 4$ дана; массасы $g = 6,76$ кг/м;

– беріктіктің қосымша байланыстары (диафрагмалар): бұрыш L45×5; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны $n = 8$ дана; массасы $g = 3,38$ кг/м;

– ернемектер: 150×200×20 мм; ауданы $A = 0,03$ м²; саны $n = 4$ дана; массасы $g = 157,0$ кг/м²;

– фасонкалар: 60×200×6 мм; ауданы $A = 0,012$ м²; саны $n = 36$ дана; массасы $g = 47,1$ кг/м²;

Секция элементтерінің негізгі салмағының G_k жинақ жүктемесі мына формула бойынша анықталады:

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad H$$

мұндағы g – ұзындық (немесе ауданның) метрінің массасы, кг/м немесе кг/м²;

ℓ – элементтің ұзындығы немесе ауданы, м немесе м²;

n – секциядағы элементтердің саны;

k – ескерілмеген элементтерге коэффициенті.

С1 дінгек секция элементтерінің G_{k1} жинақ тұрақты жүктемесі (сипаттамалық мағынасы):

$$G_{k1} = 7,38 \cdot 8,1 \cdot 4 + 5,42 \cdot 1,2 \cdot 36 \cdot 1,1 + 3,38 \cdot 0,8 \cdot 8 + 6,76 \cdot 0,8 \cdot 4 + 3,38 \cdot 0,45 \cdot 8 + 157,0 \times \\ \times 0,03 \cdot 4 \cdot 1,1 + 47,1 \cdot 0,012 \cdot 36 = 620,0 \text{ кгс} = 6200,0 \text{ Н}$$

Сечения элементов баспалдақтар және фидерлер (секциясы үшін С1 ұзындығы 8,1 м):

– Бағандар: бұрыш L50×5; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны 2 дана; массасы $g = 3,77$ кг/м;

– Баспалдақтары: •Ø20 мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 24 дана; массасы $g = 2,47$ кг/м;

– бағандарды бекіту: бұрыш L50×5; ұзындығы $\ell = 0,2$ м; саны 6 дана; массасы $g = 3,77$ кг/м;

– фидер: •Ø20 мм; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны 2 дана; массасы $g = 0,15$ кг/м.

Баспалдақтың және фидерлердің элементтерінің өзіндік салмағы G_{k2} жүктемесінің жинақ тұрақты сипаттамасы (С1 дінгек секциясы үшін):

$$G_{k2} = 3,77 \cdot 8,1 \cdot 2 + 2,47 \cdot 0,45 \cdot 24 + 3,77 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 1,1 + 0,15 \cdot 8,1 \cdot 2 \cdot 1,2 = 95,0 \text{ кгс} = 950,0 \text{ Н}$$

Осы құралдың 2.3.8-тармағына сәйкес жүктеме элементтердің ұзындығы бойынша ескеріледі, сондықтан дінгектің С1 секциясына таратылған тұрақты жүктеме тең болады:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L = (6200,0 + 950,0) / 8,1 = 882,0 \text{ Н/м},$$

мұндағы L – секция ұзындығы.

С2, С3 және С4 секциялары үшін тұрақты жүктеме Б.1 және Б.2-суреттеріндегі сызба бойынша анықталатын тиісті қиманы, ұзындықтар мен элементтер санын есепке ала отырып ұқсас есептеледі.

Төменде тізімделген қималар мен найзағыш әкеткішпен 30.000 м белгіде алаңның тұрақты жүктемесін анықтау :

– Арқалықтар: швеллер [12; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м, саны $n = 8$ дана; массасы $g = 13,4$ кг/м;

– бедерлі төсемше қалыңдығы t_4 : ауданы $A = 4,0$ м²; саны $n = 1$ дана; массасы $g = 33,4$ кг/м²;

– Антенна үшін баған: құбыр Ø101,6×3,6; ұзындығы $\ell = 1,2$ м; саны $n = 4$ дана; массасы $g = 8,87$ кг/м;

– антенна және арқалық үшін бағанның тірек плиталары: $220 \times 220 \times 12$ мм; ауданы $A = 0,049$ м²; саны $n = 12$ дана; массасы $g = 94,2$ кг/м²;

– тіреуіштер: бұрыш $L70 \times 7$; ұзындығы $\ell = 1,55$ м; саны $n = 8$ дана; массасы $g = 7,38$ кг/м;

– Қоршауы: бұрыш $L50 \times 5$; ұзындығы $\ell = 2,0$ м және $\ell = 1,2$ м; саны $n = 4$ дана (әрбір ұзындықтары); массасы $g = 3,77$ кг/м;

– Қоршауы: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м; саны $n = 8$ дана; массасы $g = 2,47$ кг/м;

– найзағай әкеткіштің бағаны: құбыр $\varnothing 76,1 \times 2,9$; ұзындығы $\ell = 3,0$ м; саны $n = 1$ дана; массасы $g = 5,34$ кг/м;

– найзағай әкеткіш: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м; саны $n = 1$ дана; массасы $g = 2,47$ кг/м.

30.000 м белгіде және найзағай әкеткіштегі алаңда $G_{к,пл}$ жинақ тұрақты жүктеменің сипаттамасы:

$$G_{к,пл} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot 2,0 \cdot 8 \cdot 1,1 + 33,4 \cdot 4,0 + 8,87 \cdot 1,2 \cdot 4 \cdot 1,1 + 94,2 \cdot 0,049 \cdot 12 \cdot 1,1 + 7,38 \cdot 1,55 \cdot 8 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot (2,0 + 1,2) \cdot 4 \cdot 1,1 + 2,47 \cdot 2,0 \cdot 8 \cdot 1,1 + 5,34 \cdot 3,0 \cdot 1 \cdot 1,1 + 2,47 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 1,1 = 700,0 \text{ кгс} = 7000,0 \text{ Н}$$

Арқанның өзіндік салмағының g тұрақты таратылған жүктемесі тартқыштарды берілген стандарттар бойынша қабылдануы мүмкін немесе осы құралдың 2.3.4.2-тармақшасының формуласы бойынша анықталады.

Мысалда DIN 3059 бойынша W типті жіптен (қосарлы тігіс) арқандармен тартқыш қабылданады. Осы стандартқа сәйкес арқанның салмағы тең:

– арқан үшін 1 яруса диаметрі 14,0 мм 1 қабаттың арқаны үшін – $g = 0,803$ кгс/м;

– диаметрі 19,0 мм 2 қабаттың арқаны үшін – $g = 1,490$ кгс/м.

2.3.4.2-тармақшаға сәйкес созылуға жұмыс істейтін В тобының элементтері үшін өзіндік салмақ (сипаттамалық мағынасы) формула бойынша есептеледі (2.98):

$$\text{диаметрі } 14,0 \text{ мм арқан үшін: } g_k = w \cdot A_m = 930 \cdot 10^{-7} \cdot 86,16 = 0,00802 \text{ Н / мм},$$

мұндағы $w = 930 \cdot 10^{-7}$ Н/мм² – 2.22-кестесіне сәйкес жіптен арқан үшін өзіндік салмағы; A_m – формула бойынша анықталатын арқанның металл элементтерінің көлденең қимасының ауданы (2.99):

$$\text{диаметрі арқан үшін } 14,0 \text{ мм: } A_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f = \frac{3,14 \cdot 14,0^2}{4} \cdot 0,56 = 86,16 \text{ мм}^2,$$

мұндағы $f = 0,56$ – 2.22-кестесі бойынша қабылданған жіптерден арқан үшін толтыру коэффициенті.

$$\text{Диаметрі } 19,0 \text{ мм арқан үшін: } A_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f = \frac{3,14 \cdot 19,0^2}{4} \cdot 0,56 = 158,7 \text{ мм}^2, \text{ онда}$$

$$\text{өзіндік салмақ: } g_k = w \cdot A_m = 930 \cdot 10^{-7} \cdot 158,7 = 0,0148 \text{ Н / мм}.$$

DIN 3059 стандарты бойынша және жоғарыдағы есеп бойынша алынған арқанның салмағы сәйкес келмейді.

Тартқышта арқаннан өзге оны бекіту үшін тиісті стандарттар бойынша әрбір тартқыш үшін жеке қабылданатын механикалық бөлшектер қолданылады.

Аталған мысалда арқанды бекіту үшін HDG қысқыштары, коуши, талреплер және парактың сырғалары қабылданды.

Осы бөлшектердің салмағы диаметрі 14,0 мм арқан үшін 19,8 кг тең, ал диаметрі 19,0 мм арқан үшін – 52,8 кг. Тартқыш үшін есепке балама тұрақты жүктеме қабылданды, ол қабылданған тартқыштар мен механикалық бөлшектер үшін есептелуі мүмкін:

– диаметрі 14,0 мм және ұзындығы $L = 21,82$ м арқан тартқышының 1 қабаты үшін:

$$g_{к,экв} = \Sigma g_i / \ell = 0,803 + 19,8 / 21,82 = 1,7 \text{ кгс/м} = 17,0 \text{ Н/м};$$

– диаметрі 19,0 мм және ұзындығы $L = 32,614$ м арқан тартқышының 2 қабаты үшін:

$$g_{\text{к,эв}} = 1,49 + 52,8 / 32,614 = 3,1 \text{ кгс/м} = 31,0 \text{ Н/м},$$

немесе барлық жағдайларда балама жүктеме мына формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$g_{\text{эв}} = 8 \cdot M_{\text{макс}} / \ell^2,$$

мұндағы $M_{\text{макс}}$ – күштер әрекетінен бір қанатты арқалықтар үшін анықталған ең жоғары иілмелі сәт g_i .

Жекелеген көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі – антеннаның массасы тапсырыс берушімен берілген тапсырма бойынша қабылданады.

Аталған діңгек үшін қабылданады: антенна РРС Ø1,8 м – $G_{\text{ант.}} = 115$ кг (бір антенна үшін).

көмекші элементтердің (антенналардың) тұрақты жүктемесі 30.000 м белгісінде:

$$G_{\text{к,отм.30}} = 115 \cdot 2 \cdot 1,05 = 240,0 \text{ кгс} = 2400,0 \text{ Н},$$

мұндағы $k = 1,05$ ескерілмеген элементтерге.

Есептеу нәтижелері Б.1-кестеде берілген. Есептік жүктеме жоғарыда берілген сипаттамалық мағыналарды құралым сенімділігінің 2 класы үшін осы құралдың 2.2-кестесі бойынша қабылданған $\gamma_G = 1,1$ тұрақты жүктемесі үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне қосу арқылы алынған.

Б.1 Кесте – Діңгекке тұрақты жүктеме

Секцияның (белдеудің) маркасы	Өлше м бір лігі	C1 0.300÷ 8.400	C2 8.400÷ 15.600	C3 15.600 ÷ 22.800	C4 22.800 ÷ 30.000	30.000 м белгісі ндегі алаң	Тірек торабы	1 кабат ты тарту	2 кабат ты тарту
Секцияға, алаңға, тірек торабына жалпы жүктеме (сипаттамалық)	Н	7150,0	7000,0	6650,0	7000,0	7000,0	2200,0	–	–
Секцияға таратылған жүктеме (сипаттамалық)	Н/ м	882,0	972,0	924,0	972,0	–	–	–	–
Секцияға таратылған жүктеме (есептік)	Н/ м	970,0	1070,0	1015,0	1070,0	–	–	–	–
Антеннадан келетін жүктеме (сипаттамалық)	Н	–	–	–	–	2400,0	–	–	–
Антеннаға, алаңға және найзағай әкеткішке, тірек бағанға діңгектен түсетін торапты жүктеме (есептік)	Н	–	–	–	–	10340,0	2420,0	–	–

Б.1 Кесте – Діңгекке тұрақты жүктеме (жалғасы)

Секцияның (белдеудің) маркасы	Өлше м бір лігі	C1 0.300÷ 8.400	C2 8.400÷ 15.600	C3 15.600 ÷ 22.800	C4 22.800 ÷ 30.000	30.000 м белгісі ндегі алаң	Тірек торабы	1 қабат ты тарту	2 қабат ты тарту
Тартуға түсірілетін жүктеме (сипаттамалық)	Н/ м	–	–	–	–	–	–	17,0	31,0
Тартуға түсірілетін жүктеме (есептік)	Н/ м	–	–	–	–	–	–	18,7	34,0

Мысалда қолданылған тартқыш үшін 2.4.2-тармаққа сәйкес тұрақты әсер етуге жататын Р (сипаттамалық мағынасы) алдын ала созудың келесі мағыналары қабылданды:

- диаметрі 14,0 мм арқаны тартқышының 1 қабаты үшін – $P = 0,45 \text{ тс/см}^2 = 45,0 \text{ Н/мм}^2$;
- диаметрі 19,0 мм арқаны тартқышының 2 қабаты үшін – $P = 1,10 \text{ тс/см}^2 = 110,0 \text{ Н/мм}^2$.

Құралым сенімділігінің 2 класы үшін осы құралдың 2.2-кестесі бойынша қабылданған тұрақты жүктеме үшін $\gamma_G = 1,1$ қауіпсіздіктің жеке коэффициенті Р алдын ала созу үшін қолдана отырып, есептік алдын ала созуды аламыз:

- диаметрі 14,0 мм арқаны тартқышының 1 қабаты үшін – $P = 50,0 \text{ Н/мм}^2$;
- диаметрі 19,0 мм арқаны тартқышының 2 қабаты үшін – $P = 120,0 \text{ Н/мм}^2$.

Б.1.2.2 Жел жүктемелерін анықтау

Діңгекке қабылданған 0,38 кПа жел қысымының нормативтік мағынасы үшін желдің базалық жылдамдығының негізгі мағынасы осы құралдың формуласына сәйкес алынды (2.1):

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенттер $c_{dir} = 1,0$ және $c_{season} = 1,0$.

Осы құралдың формуласына (2.2) сәйкес жел жылдамдығының базалық мағынасы v_b тең:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ жергілікті жердің кедір-бұдырлығына, орографиясы мен жел жылдамдығының базалық мағынасына тәуелді v_b .

Діңгектің әрбір секциясы үшін желдің орташа жылдамдығын анықтау үшін z биіктігі 2.3.1.6.4-тармақшасына сәйкес секция биіктігі шегінде қыр алаңдарының орталықтары бойынша қабылданады (4.350м, 12.000м, 19.200м, және 26.400м белгілері) және алаң, антенна және найзағай әкеткіш үшін 30.000м белгісі қабылданады. 2.3.1.6.4-тармақшасына сәйкес тартқышқа тең жүктемені анықтау үшін, желдің жылдамдығы діңгекке тартқышты бекіту жылдамдығына 2/3 қабылданады (белгілері 9.200м және 18.800м).

Жергілікті жердің типін (кедір-бұдырлығын) ескеретін коэффициент осы құралдың формуласы (2.4) бойынша анықталады:

$$\text{белгілері үшін } 4.350 \text{ м: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4,35}{0,01}\right) = 1,032,$$

мұндағы 2.4-кесте бойынша қабылданған жергілікті жердің I коэффициенті k_r тең:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{0,07} = 0,1698 ,$$

мұндағы $z_0 = 0,01$ 2.4-кесте бойынша қабылданды, а $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Ұқсас есептелді: белг. үшін 12.000 м – $c_r(z) = 1,204$;

белг. үшін 19.200 м – $c_r(z) = 1,283$;

белг. үшін 26.400 м – $c_r(z) = 1,337$;

белг. үшін 30.000 м – $c_r(z) = 1,359$;

белг. үшін 9.200 м – $c_r(z) = 1,158$;

белг. үшін 18.800 м – $c_r(z) = 1,280$.

Бастапқы деректерге сәйкес діңгек жердің тегіс бетінде орналасқан, сондықтан орографиялық коэффициент $c_o(z) = 1$.

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ жердің бетіндегі z биіктігінде осы құралдың формуласы (2.3) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.350 м: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,032 \cdot 1,0 \cdot 29,2 = 30,1$ м/с .

Ұқсас есептелді: белг. үшін 12.000 м – $v_m(z) = 35,2$ м/с;

белг. үшін 19.200 м – $v_m(z) = 37,5$ м/с;

белг. үшін 26.400 м – $v_m(z) = 39,1$ м/с;

белг. үшін 30.000 м – $v_m(z) = 39,7$ м/с;

белг. үшін 9.200 м – $v_m(z) = 33,8$ м/с;

белг. үшін 18.800 м – $v_m(z) = 37,4$ м/с.

Турбуленттілік қарқындылығы $I_v(z)$ осы құралдың формуласы (2.14) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.000 м:
$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{4,35}{0,01}\right)} = 0,165 ,$$

мұндағы коэффициент турбулентности қабылданды $k_i = 1,0$, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес.

Ұқсас есептелді: белг. үшін 12.000 м – $I_v(z) = 0,141$;

белг. үшін 19.200 м – $I_v(z) = 0,132$;

белг. үшін 26.400 м – $I_v(z) = 0,127$;

белг. үшін 30.000 м – $I_v(z) = 0,125$;

белг. үшін 9.200 м – $I_v(z) = 0,147$;

белг. үшін 18.800 м – $I_v(z) = 0,133$.

Жылдамдық ағынының ең жоғары мағынасы $q_p(z)$ осы құралдың формуласы (2.15) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.350 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,165) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30,1^2 = 1220,0 \text{ Н/м}^2 ,$$

мұндағы $\rho = 1,25$ кг/м³ – ауаның тығыздығы.

Ұқсас есептелді: белг. үшін 12.000 м – $q_p(z) = 1534,4$ Н/м²;

белг. үшін 19.200 м – $q_p(z) = 1691,0$ Н/м²;

белг. үшін 26.400 м – $q_p(z) = 1799,7$ Н/м²;

белг. үшін 30.000 м – $q_p(z) = 1845,4$ Н/м²;

белг. үшін 9.200 м – $q_p(z) = 1448,8$ Н/м²;

белг. үшін 18.800 м – $q_p(z) = 1683,0$ Н/м².

Діңгекке жел жүктемесін анықтау үшін F_w осы құралдың 2.3.1.4.3-тармақшасына сәйкес діңгектің торлы құралымдары үшін анықталатын c_w жел жүктемесінің (күшті) коэффициентін есептеу қажет.

Алдымен осы құралдың 2.3.1.4.4-тармақшасына сәйкес дінгектің құрылымдық элементтері $c_{f,s}$ үшін жел жүктемесінің коэффициенті анықталады. Оны анықтау әдісі төменде С1 маркасының секциясы үшін берілген (белгісі 0.300÷8.400 м).

Элементтің қабылданған қимасы С1 секциясында, олардың ұзындығы (жарықта) және дінгектің жел емес қырында саны:

- тірек бағандар (белдеу): бұрыш L70×7; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны $n = 2$ дана;
- беріктіктің негізгі байланысы (қиғаш тіреу): бұрыш L60×6; ұзындығы $\ell = 1,0$ м; саны $n = 9$ дана;
- беріктіктің негізгі байланысы (Кергіш): бұрыш L45×5; ұзындығы $\ell = 0,66$ м; саны $n = 3$ дана;
- беріктіктің қосымша байланысы (диафрагма): бұрыш L45×5; ұзындығы $\ell = 0,2$ м; саны $n = 2$ дана;
- фасонкалар: 60×200×6 мм; ауданы $A = 0,012$ м²; саны $n = 9$ дана.

Бұрыштардың дінгегі секциясының барлық элементтері болғандықтан, ол жазық қима элементінің ауданы ғана анықталады A_f .

$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,07 \cdot 8,1 \cdot 2 + 0,06 \cdot 1,0 \cdot 9 + 0,045 \cdot 0,66 \cdot 3 + 0,045 \cdot 0,2 \cdot 2 = 1,781$ м²,
мұндағы b – элементтің ені; L – элементтің ұзындығы; n – секция қырындағы элементтің саны.

Дөңгелек қима элементінің ауданы: $A_c = 0$; $A_{c,sup} = 0$;

Жалпы есептік ауданы: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} = 1,781$ м²;

Торапты фасонкалар ауданы: $A_g = A \cdot n = 0,012 \cdot 9 = 0,108$ м²;

С1 жинақ (базалық ауданы) секциясы тең:

$$\Sigma A = A_{ref} = A_s + A_g = 1,781 + 0,108 = 1,889 \text{ м}^2.$$

Басқа секциялар үшін базалық алаңдар ұқсас есептелді A_{ref} :

секциясы үшін С2 – $A_{ref} = 1,751$ м²;

секциясы үшін С3 – $A_{ref} = 1,691$ м²;

секциясы үшін С4 – $A_{ref} = 1,751$ м².

Белдеулер көлемін есепке ала отырып секцияның ауқымдары анықталады (олардың сыртқы қырлары бойынша).

Дінгек үшін көлемнің бұрыштардың сыртқы қырлары бойынша қабылданғандықтан (Б.1 және Б.2-суреттерінің сызбасын қараңыз), онда С1 секциясы үшін жалпы ені тең $B = 0,8$ м, секция ұзындығы $L = 8,1$ м.

Осы құралдың формуласы (2.55) бойынша тұтастық коэффициенті φ анықталады:

$$\varphi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 1,889 / 0,8 \cdot 8,1 = 0,292.$$

Желдің әсер ету коэффициенттерін есептеу үшін K_1 және K_2 коэффициенттері осы құралдың Формулалары (2.62) және (2.63) бойынша анықталады:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} = \frac{0,55 \cdot 1,781}{1,781} = 0,55.$$

Өйткені $0,2 < \varphi < 0,5$, қабылданады $K_2 = \varphi = 0,292$.

Шаршы қимасының құрылымы үшін K_0 жел әсері бұрышының коэффициенті құралдың формуласы (2.60) бойынша анықталады:

Желдің әсер ету бұрышы үшін $\theta = 0^\circ$ (дінгек беріктігі байланыстарының күшін анықтау үшін қабылданады):

$$K_0 = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,292 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Желдің әсер ету бұрышы үшін $\theta = 45^\circ$ (тірек бағандарында - дінгек белдеуінде күшті анықтау үшін қабылданады):

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,292 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,16.$$

Осы коэффициенттерді сонымен қатар осы құралдың 2.25-суретіндегі кесте бойынша анықтауға болады.

Осы құралдың формулалары (2.65)÷(2.67) бойынша С1 секциясы үшін күштің коэффициенті анықталады. Мысалда барлық қималар бұрыштардан алынған соң (жазық қима), онда:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,292 + 0,292^2) = 2,564$$

мұндағы $C_1 = 2,25$ және $C_2 = 1,5$ шаршылы қима діңгегінің құрылымы үшін.

Секция үшін жалпы қалыпты күш коэффициенті осы құралдың формуласы (2.64) бойынша есептеледі:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S} = 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,781} = 2,564.$$

Осы құралдың формуласына сәйкес (2.59) діңгек қырына перпендикулярлы түрде жел бағытындағы С1 секциясы үшін сындарлы элементтердің $c_{f,S}$ жел жүктемесінің коэффициенті:

$$c_{f,S} = K_{\theta} \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1,0 \cdot 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,889} = 2,418.$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышпен жел бағыты үшін: } c_{f,S} = 1,16 \cdot 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,889} = 2,805.$$

Діңгектің басқа секциялары үшін $c_{f,S}$ жел жүктемелерінің коэффициенттері ұқсас есептеледі:

секциясы үшін С2 (белгісі 12.000 м) – $c_{f,S} = 2,382$ (q үшін = 0°); $c_{f,S} = 2,780$ (q үшін = 45°);

секциясы үшін С3 (белгісі 19.200 м) – $c_{f,S} = 2,412$ (q үшін = 0°); $c_{f,S} = 2,802$ (q үшін = 45°);

секциясы үшін С4 (белгісі 26.400 м) – $c_{f,S} = 2,382$ (q үшін = 0°); $c_{f,S} = 2,780$ (q үшін = 45°).

Желілік көмекші элементтер (баспалдақтар және фидерлер) үшін $c_{f,A}$ жел жүктемесінің коэффициенттері осы құралдың 2.3.1.4.6-тармақшасы бойынша анықталады.

Сечения элементов баспалдақтар және фидерлер (секциясы үшін С1 ұзындығы 8,1 м):

– Бағандар: бұрыш $L50 \times 5$; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны 2 дана;

– Баспалдақтары: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,45$ м; саны 24 дана;

– фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 8,1$ м; саны 2 дана.

Баспалдақтар мен фидерлер үшін жалпы қалыпты күштің коэффициенті $c_{f,A,0}$ осы құралдың 2.13-кестесі бойынша анықталады.

Баспалдақтар мен фидерлер сатылары үшін осы құралдың формуласы (2.47) бойынша есептелетін дөңгелек қима таза Рейнольдс (Re) саны анықталады. Рейнольдс саны элементтің диаметріне және келесі формула бойынша ағын q_p жылдамдығының ең жоғары мағынасымен анықталатын базалық биіктік z_e бойынша жел жылдамдығының ең жоғары мағынасына тәуелді:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}, \text{ мұндағы } \rho = 1,25 \text{ кг/м}^3 \text{ – ауаның тығыздығы.}$$

Баспалдақтар мен фидерлер үшін Рейнольдс $\bullet \varnothing 20$ мм секциясы үшін С1 (жылдамдық ағын $q_p = 1220,0 \text{ Н/м}^2$) тең:

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1220,0 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,59 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

мұндағы $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ – ауаның кинематикалық тұтқырлығы.

Осы құралдың 2.13-кестесі бойынша күштің келесі коэффициенттері қабылданады $c_{f,A,0}$:

– $L50 \times 5$ – $c_{f,A,0} = 2,0$ бұрышындағы баспалдақ бағандары үшін;

– баспалдақтар мен фидерлер сатылары үшін $\bullet \varnothing 20$ мм – $c_{f,A,0} = 1,2$.

Желілік көмекші элементтердің желді ауданы A_A анықталады (секциясы үшін $C1$ ұзындығы 8,1 м):

$$- L50 \times 5 - A_A = b \cdot L \cdot n = 0,05 \cdot 8,1 \cdot 2 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ бұрышындағы баспалдақ бағандары үшін,}$$

- $\bullet \varnothing 20 \text{ мм} - A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 0,45 \cdot 24 = 0,216 \text{ м}^2 \text{ бұрышындағы баспалдақ бағандары үшін;}$

$$- \bullet \varnothing 20 \text{ мм} - A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,1 \cdot 2 = 0,324 \text{ м}^2 \text{ фидерлер үшін.}$$

$C1$ дінгегі секциясының қырына жақын көмекші элементтердің жалпы есептік ауданы $\Sigma A_A = 1,35 \text{ м}^2$ осы секцияның A_{ref} дінгектің осы секциясы қырының ысндарлы элементтерінің есептік ауданынан кіші, 2.3.1.4.6-тармақшаға сәйкес көлеңкелеу есебі коэффициенті қабылданады $K_A = 0,8$ (осы құралдың 2.14-кестесі бойынша). Желдің көмекші элементтердің бойлықты осіне көлбеулік бұрышы $\psi = 90^\circ$.

$C1$ жинақ (базалық ауданы) секциясы жоғарыда анықталған: $\Sigma A = A_{ref} = 1,889 \text{ м}^2$.

$C1$ секциясында желілік көмекші элементтер үшін $c_{f,A}$ жел жүктемесінің коэффициенті (баспалдақтар және фидерлер) осы құралдың формуласы бойынша (2.68) анықталады:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 0,8 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{(2,0 \cdot 0,81 + 1,2 \cdot 0,216 + 1,2 \cdot 0,324)}{1,889} = 0,961 .$$

Дінгектің басқа секциялары үшін көмекші элементтер үшін $c_{f,A}$ жел жүктемесінің коэффициенті (баспалдақтар және фидерлер) ұқсас есептер:

секциясы үшін $C2$ (белгісі 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,924$;

секциясы үшін $C3$ (белгісі 19.200 м) – $c_{f,A} = 0,957$;

секциясы үшін $C4$ (белгісі 26.400 м) – $c_{f,A} = 0,924$.

$C1$ дінгегінің секциясы үшін жел бағытының Σc_f жалпы жел жүктемесінің коэффициенті теңеседі (осы құралдың формуласына (2.58) сәйкес):

$\theta = 0^\circ$ бұрышымен жел бағыты үшін:

$$c_w = \Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A} = 2,418 + 0,961 = 3,379 ;$$

$\theta = 45^\circ$ бұрышымен жел бағыты үшін:

$$c_w = \Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A} = 2,805 + 0,961 = 3,766 .$$

Дінгектің басқа секциялары үшін c_w (Σc_f) жалпы жел жүктемесінің коэффициенті ұқсас есептелді:

секциясы үшін $C2$ (белгісі 12.000 м) – $c_w = 3,306$ (q үшін $= 0^\circ$); $c_w = 3,705$ (q үшін $= 45^\circ$);

секциясы үшін $C3$ (белгісі 19.200 м) – $c_w = 3,369$ (q үшін $= 0^\circ$); $c_w = 3,759$ (q үшін $= 45^\circ$);

секциясы үшін $C4$ (белгісі 26.400 м) – $c_w = 3,306$ (q үшін $= 0^\circ$); $c_w = 3,705$ (q үшін $= 45^\circ$).

30.000 м белгідегі алаң үшін c_w (c_f) жел жүктемесінің коэффициенті дінгек секциясы үшін болатындай анықталады.

Алаң элементінің қимасы, олардың желденген қырға ұзындығы және саны:

– Арқалықтар: швеллер [12; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м, саны $n = 1$ дана;

– Антенна үшін бағандар: құбыр $\varnothing 101,6 \times 3,6$; ұзындығы $\ell = 1,2$ м; саны $n = 2$ дана;

– тіреуіштер: бұрыш $L70 \times 7$; ұзындығы $\ell = 1,55$ м; саны $n = 2$ дана;

– Қоршауы: бұрыш $L50 \times 5$; ұзындығы $\ell = 2,0$ м және $\ell = 1,2$ м; саны $n = 1$ дана (әрбір ұзындықтары);

– Қоршауы: $\bullet \varnothing 20 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell_1 = 2,0$ м; саны $n = 2$ дана;

– фасонкалар: $150 \times 300 \times 6 \text{ мм}$; ауданы $A = 0,045 \text{ м}^2$; саны $n = 3$ дана.

Жазық қима элементтерінің ауданы анықталады A_f .

$$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,12 \cdot 2,0 \cdot 1 + 0,07 \cdot 1,55 \cdot 2 + 0,05 \cdot (2,0 + 1,2) \cdot 1 = 0,617 \text{ м}^2,$$

мұндағы b – элементтің ені; L – элементтің ұзындығы; n – секция қырындағы элементтің саны.

A_c және $A_{c,sup}$ аудандарын есептеген кезде дөңгелек қиманың элементтері үшін элементтің режимін білу керек (докритикалық немесе аса сындарлы), ол осы құралдың формуласы (2.47) бойынша есептелетін Рейнольдс (Re) саны бойынша анықталады.

Антенна үшін бағандар үшін $\varnothing 101,6 \times 3,6$ және жылдамдық ағында $q_p = 1845,4 \text{ Н/м}^2$

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,1016 \cdot \sqrt{2 \cdot 1845,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 3,68 \cdot 10^5.$$

Қоршау үшін $\bullet \varnothing 20$ және жылдамдық ағында $q_p = 1845,4 \text{ Н/м}^2$

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1845,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,72 \cdot 10^5.$$

Докритикалық режимдегі элементтерге жататын $Re < 4 \times 10^5$ дөңгелек қиманың элементтері үшін аудандар анықталады:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,1016 \cdot 1,2 \cdot 2 + 0,02 \cdot 2,0 \cdot 2 = 0,324 \text{ м}^2,$$

мұндағы d – элементтің диаметрі; L – элементтің ұзындығы; n – секция қырындағы элементтің саны.

Аса сындарлы режимде дөңгелек қима элементтерінің ауданы: $A_{c,sup} = 0$;

Жалпы есептік ауданы: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} = 0,617 + 0,324 = 0,941 \text{ м}^2$;

Торапты фасонкалар ауданы: $A_g = A \cdot n = 0,045 \cdot 3 = 0,135 \text{ м}^2$;

30.000 м белгідегі қоршауы бар жинақ алаң (базалық ауданы) тең:

$$\Sigma A = A_{ref} = A_s + A_g = 0,941 + 0,135 = 1,076 \text{ м}^2.$$

Аудан агабариттері анықталады: жалпы ені $B = 2,1016 \text{ м}$, биіктігі $L = 1,2 \text{ м}$ тең.

Осы құралдың формуласы (2.55) бойынша тұтастық коэффициенті ϕ анықталады:

$$\phi = \Sigma A / A = \Sigma A / (B \cdot L) = 1,076 / (2,1016 \cdot 1,2) = 0,427.$$

Желдің әсер ету бұрышы коэффициенттерін есептеу үшін K_1 және K_2 коэффициенттері осы құралдың формулалары (2.62) және (2.63) бойынша анықталады:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} = \frac{0,55 \cdot 0,617}{0,941} + \frac{0,8 \cdot 0,324}{0,941} = 0,636.$$

Өйткені $0,2 < \phi < 0,5$, қабылданады $K_2 = \phi = 0,427$.

Шаршылы қима құралымы үшін K_0 желдің әсер ету бұрышы коэффициенті осы құралдың формуласы (2.60) бойынша анықталады:

Желдің әсер ету бұрышы үшін $\theta = 0^\circ$ (дінгек беріктігі байланыстарының күшін анықтау үшін қабылданады):

$$K_0 = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,636 \cdot 0,427 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Желдің әсер ету бұрышы үшін $\theta = 45^\circ$ (тірек бағандарында - дінгек белдеуінде күшті анықтау үшін қабылданады):

$$K_0 = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,636 \cdot 0,427 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,272.$$

Осы құралдың формулалары (2.65)÷(2.67) бойынша күш коэффициенттері анықталады.

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \phi + \phi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,427 + 0,427^2) = 2,145;$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \phi) + (C_1 + 0,875) \cdot \phi^2 = 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,427) + (2,25 + 0,875) \cdot 0,427^2 = 1,378$$

мұндағы $C_1 = 2,25$ және $C_2 = 1,5$ шаршылы қима дінгегінің құрылымы үшін.

Жалпы қалыпты күштің коэффициенті осы құралдың формуласы (2.64) бойынша есептеледі:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 2,145 \cdot \frac{0,617}{0,941} + 1,378 \cdot \frac{0,324}{0,941} = 1,881.$$

30.000 м белгіде алаң үшін $c_{f,S}$ жел жүктемесінің коэффициенті жел бағытында дінгек қырына перпендикулярлы (бұрыш $\theta = 0^\circ$) осы құралдың формуласы (2.59) бойынша есептеледі:

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1,0 \cdot 1,881 \cdot \frac{0,941}{1,076} = 1,645;$$

$$\theta = 45^\circ \text{ бұрышымен жел бағыты үшін: } c_{f,S} = 1,272 \cdot 1,881 \cdot \frac{0,941}{1,076} = 2,092.$$

Жекелеген көмекші элементтер үшін (антенналық жабдық) есептік жел ауданы $c_f \cdot A$ тапсырыс берушімен берілетін тапсырыс бойынша қабылданады.

Осы дінгек үшін келесі жел аудандары $c_f \cdot A$ антенна үшін қабылданды:

– антенна үшін РРС $\varnothing 1,8$ м – $c_f \cdot A = 4,3$ м² (бір антенна үшін);

30.000м белгісіндегі барлық антенна үшін жел ауданы тең: – $\Sigma c_f \cdot A = 8,6$ м².

Дінгекте жел жүктемесін анықтау үшін эквивалентті статикалық әдістің қолданушылығын тексеру орындалады, соған сәйкес жел жүктемесі анықталатын болады. Тексерулер осы құралдың 2.3.1.6.2-тармақшасының нұсқаулығы бойынша тексеріледі:

а) Талап орындалады: консолдың ұзындығы $L_{\text{конс}} = 1,8$ м тартулар арасындағы жоғарғы аралықтың жартысынан аз $L = 0,5 \cdot 14,4 = 7,2$ м тең.

б) Талап орындалады: осы құралдың формуласы (2.82) бойынша анықталатын параметр β_s , 1,0 кем

$$\beta_s = \frac{4 \cdot \left(\frac{E_m \cdot I_m}{L_s^2} \right)}{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N K_{Gi} \cdot H_{Gi}} = \frac{4 \cdot \left(\frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4,64 \cdot 10^8}{(14,1 \cdot 10^3)^2} \right)}{\frac{1}{2} \cdot (500,7 \cdot 13,8 + 276,2 \cdot 28,2)} = 0,267 < 1,0$$

мұндағы $E_m = 2,1 \cdot 10^5$ Н/мм² – дінгек серпімділігінің модулі;

$I_m = 4,64 \cdot 10^8$ мм⁴ – дінгек инерциясының орташа сәті (бұрыштардың $L70 \times 7$);

$L_s = 14,1$ м – тартуды бекіту қабаттары арасындағы орташа қашықтық;

N – тарту қабаттарының саны;

H_{Gi} – тартуды бекітудің i -ші қабатының биіктігі.

Тартудың 1 қабаты үшін осы құралдың формуласы (2.83) бойынша:

$$K_{Gi} = 0,5 \cdot N_i \cdot A_{Gi} \cdot E_{Gi} \cdot \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi} = 0,5 \cdot 4 \cdot 86,16 \cdot 10^5 \cdot \cos^2 37,23 / 21,82 \cdot 10^3 = 500,7 \text{ Н/мм},$$

мұндағы $A_{Gi} = 86,16$ мм² – бекітудің 1 қабатындағы тарту қимасының ауданы;

$L_{Gi} = 21,82$ м – бекітудің 1 қабатындағы тарту ұзындығы;

$N_i = 4$ – бекітудің 1 қабатында бекітілген тарту саны;

$\alpha_{Gi} = 37,23^\circ$ – бекітудің 1 қабатындағы горизонтальға тарту көлбеулігі;

$E_{Gi} = 10^5$ Н/мм² – бекітудің 1 қабатындағы тарту серпімділігінің модулі

Тартудың 2 қабаты үшін осы құралдың формуласы (2.83) бойынша:

$$A_{Gi} = 158,7 \text{ мм}^2; \quad L_{Gi} = 32,614 \text{ м}; \quad N_i = 4; \quad \alpha_{Gi} = 57,81^\circ; \quad E_{Gi} = 10^5 \text{ Н/мм}^2$$

$$K_{Gi} = 0,5 \cdot 4 \cdot 158,7 \cdot 10^5 \cdot \cos^2 57,81 / 32,614 \cdot 10^3 = 276,2 \text{ Н/мм}.$$

в) Талап орындалады: осы құралдың формуласы (2.84) бойынша параметр Q 1,0 төмен

$$Q = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{H \cdot V_H}{D_0}} \cdot \sqrt{\frac{m_0}{H \cdot R}} = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{30 \cdot 39,7}{0,8}} \cdot \sqrt{\frac{130,0}{30 \cdot (1,889 \cdot 3,379 + 2 \cdot 1,751 \cdot 3,306 + 1,691 \cdot 3,369)/4}} = 0,326 < 1,0$$

мұндағы $H = 30,0$ м – косольды қоса дінгектің биіктігі;

$V_H = 39,7$ м/с – дінге шынындағы орташа жылдамдық;

$D_0 = 0,8$ м – дінгек қырының орташа ені;

$m_0 = 130,0$ кг/м – көмекші элементтерді қоса, дінгек бағаны ұзындықтарының бірлігіне орташа масса;

R – ΣA ауданына c_T туынды коэффициентінің орташа шамасы.

Осы құралдың 2.3.1.6.2-тармақшасының талаптары орындалады, соған сәйкес дінгек есебі үшін эквивалентті статикалық әдісті қолдануға болады.

Әрбір секция мен тарту үшін дінгекке F_W жел жүктемесі осы құралдың 2.3.1.6.4 ÷ 2.3.1.6.6-тармақшалары бойынша анықталады.

C1 дінгегінің секциясы үшін орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) $F_{m,w}(z)$ желдің секциясы үшін $\theta = 0^\circ$ бұрышымен жел бағыты кезінде осы құралдың формуласы (2.85) бойынша 2.3.1.6.4-тармақшаға сәйкес анықталады:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_w \cdot A_{ref} = \frac{1220,0}{1 + 7 \cdot 0,165} \cdot 3,379 \cdot 1,889 = 3615,0 \text{ Н}$$

C1 дінгегінің секциясы үшін орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) $F_{m,w}(z)$ $\theta = 45^\circ$ бұрышымен жел бағыты кезінде тең:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1220,0}{1 + 7 \cdot 0,165} \cdot 3,766 \cdot 1,889 = 4030,0 \text{ Н}$$

Осы құралдың 2.2-кестесіне сәйкес құралым сенімділігінің 2 класы үшін желдің әсері үшін жеке коэффициент $\gamma_Q = 1,4$ тең. Сондықтан да желді басым ауыспалы әсер ретінде ескере отырып, ҚР ҚН EN 1990 A1-қосымшасына сәйкес, әсер ету комбинациясы үшін желдің есептік жүктемесін алынған сипаттамалық мағынаны осы коэффициентке қосу арқылы аламыз.

Осы құралдың 2.3.8-тармағына сәйкес элементтің ұзындығы бойынша есепке алынады, сондықтан да желдің $\gamma_Q = 1,4$ әсер етуі үшін жеке коэффициентті есепке ала отырып, C1 дінгегінің секциясы үшін таратылған есептік орташа жел жүктемесі тең болады:

$\theta = 0^\circ$ бұрышымен жел үшін: $q_{m,w} = F_{m,w}(z) \cdot \gamma_Q / L = 3615,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 625,0$ Н/м;

$\theta = 45^\circ$ бұрышымен жел үшін: $q_{m,w} = F_{m,w}(z) \cdot \gamma_Q / L = 4030,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 697,0$ Н/м,

мұндағы L – секция ұзындығы.

Дінгектің басқа секциялары үшін есептік орташа жел жүктемелері (тораптық және таратылған) ұқсас есептелді:

секциясы үшін C2 (белгісі 12.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 6260,0$ Н (q үшін $= 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 7015,0$ Н (q үшін $= 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 870,0$ Н/м (q үшін $= 0^\circ$); $q_{m,w} = 974,0$ Н/м (q үшін $= 45^\circ$);

секциясы үшін C3 (белгісі 19.200 м)

– $F_{m,w}(z) = 7005,0$ Н (q үшін $= 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 7815,0$ Н (q үшін $= 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 973,0$ Н/м (q үшін $= 0^\circ$); $q_{m,w} = 1085,0$ Н/м (q үшін $= 45^\circ$);

секциясы үшін C4 (белгісі 26.400 м)

– $F_{m,w}(z) = 7725,0$ Н (q үшін $= 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 8655,0$ Н (q үшін $= 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 1073,0$ Н/м (q үшін $= 0^\circ$); $q_{m,w} = 1202,0$ Н/м (q үшін $= 45^\circ$);

площадка на белгісі 30.000 м:

– $F_{m,w}(z) = 2770,0$ Н (q үшін $= 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 3450,0$ Н (q үшін $= 45^\circ$);

белгісіне антенна 30.000 м: $F_{m,w}(z) = 11950,0$ Н;

тірек торап: $F_{m,w}(z) = 205,0$ Н;

Дінгектің 1 қабатының тартулары үшін орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) $F_{Gw}(z)$ тарту және жел бағыты арқылы (дінгекке $\theta = 45^\circ$ бұрышымен жел бағыты) өтетін

жазықтықтарға перпендикулярды тарту, осы құралдың формуласы (2.86) бойынша 2.3.1.6.4-тармақшасына сәйкес анықталады:

$$F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_{f,G} \cdot A = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 0,476 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 104,0 \text{ Н},$$

мұндағы $c_{f,G}$ – тарту үшін жел жүктемесінің коэффициенті.

$C_{f,G}$ коэффициенті осы құралдың формуласы (2.70) бойынша тарту мен жел бағыты арқылы өтетін жазықтықтарда орналасқан тарту үшін анықталады:

$$1 \text{ қабаттағы тарту үшін: } c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi = 1,3 \cdot \sin^2 37,23^\circ = 0,476,$$

мұндағы ψ – тарту осіне жел көлбеулігінің бұрышы;

$c_{f,G,0} = 1,3$ диаметрі 14,0 мм жіптерден арқан үшін осы құралдың 2.13-кестесі бойынша қабылданды, желдің жылдамдық ағыны кезінде $q_p = 1448,8 \text{ Н/м}^2$ және Рейнольдс саны:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,014 \cdot \sqrt{2 \cdot 1448,8 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,45 \cdot 10^5 < 4 \cdot 10^5.$$

Желдің әсері үшін жеке коэффициентті есепке ала отырып $\gamma_Q = 1,4$, 1 қабат тартуы үшін таратылған есептік орташа жел жүктемесі тең:

$$q_{Gw} = F_{GW}(z) \cdot \gamma_Q / L_o = 104,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 6,67 \text{ Н/м},$$

мұндағы L_o – тарту ұзындығы.

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 1 қабат тартуы үшін ($\varphi = 90^\circ$), коэффициент $c_{f,G}$ формула бойынша анықталады: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3$,

$$\text{мұндағы } \beta \text{ – жел бағытындағы кеңістік бұрыш тең: } \sin^2 \beta = 1 - \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \varphi,$$

α – дінгектің бағаны мен элементтің осі арасындағы бұрыш;

φ – жоспарда желдің әсері бұрышы.

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 1 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ к бұрыш жасайды) тең:

$$F_{GW}(z) = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 1,3 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 284,0 \text{ Н}.$$

1 қабат тартуы үшін таратылған есептік орташа жел жүктемесі тең:

$$q_{Gw} = 284,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 18,23 \text{ Н/м}.$$

Тарту мен жел бағытынан өтетін жазықтарда орналасқан 2 қабат тартуы үшін коэффициент: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi = 1,3 \cdot \sin^2 57,81^\circ = 0,931$,

мұндағы $c_{f,G,0} = 1,3$ желдің жылдамдықты ағыны $q_p = 1683,0 \text{ Н/м}^2$ және Рейнольдс саны кезінде диаметрі 19,0 мм жіптен арқан үшін осы құралдың 2.13-кестесі бойынша қабылданды:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,019 \cdot \sqrt{2 \cdot 1683,0 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,66 \cdot 10^5 < 4 \cdot 10^5,$$

Тарту мен жел бағытынан өтетін жазықтарда орналасқан 2 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ к бұрыш жасайды) тең:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 0,931 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 503,0 \text{ Н}.$$

Таратылған есептік орташа жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең:

$$q_{Gw} = 503,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 21,62 \text{ Н/м}.$$

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 2 қабат тартуы үшін коэффициент $c_{f,G} = 1,3$.

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 2 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ к бұрыш жасайды) тең:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 1,3 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 702,0 \text{ Н}.$$

Таратылған есептік орташа жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең:

$$q_{GW} = 702,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 30,20 \text{ Н/м}.$$

Жел бағыты дінгекке $\theta = 0^\circ$ к бұрыш жасап дінгектің 1 қабат тартуына $F_{GW}(z)$ орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) тең:

$$F_{GW}(z) = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 0,888 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 194,0 \text{ Н},$$

мұндағы коэффициент $c_{f,G}$ тең: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3 \cdot (1 - \sin^2 52,77^\circ \cdot \cos^2 45^\circ) = 0,888$.

Таратылған есептік орташа жел жүктемесі 1 қабат тартуы үшін тең:

$$q_{GW} = 194,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 12,45 \text{ Н/м}.$$

Жел бағыты дінгекке $\theta = 0^\circ$ к бұрыш жасап дінгектің 2 қабат тартуына $F_{GW}(z)$ орташа жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) тең:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 1,116 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 604,0 \text{ Н},$$

мұндағы коэффициент $c_{f,G}$ тең: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3 \cdot (1 - \sin^2 32,19^\circ \cdot \cos^2 45^\circ) = 1,116$

Таратылған есептік орташа жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең:

$$q_{GW} = 604,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 25,90 \text{ Н/м}.$$

Орташа жел жүктемесіне, дінгек бағанына және тартуларға қосымша осы құралдың 2.3.1.6.5-қосымшасына сәйкес аймақтық (патч) жүктеме қоса беріледі. Аймақтық жүктемелер дінгекке орташа жел жүктемесімен бірге беріледі.

Аталған мысалда биіктігі 50,0 м кем емес дінгек қабылданғандықтан, оған осы құралдың 2.3.1.6.5-тармақшасына сәйкес барлық дінгекке әрекет ететін аймақтық жүктемесі бар жағдай қарастырылады. Осы тармақшаға 3-ескертуге сәйкес, дінгекте консольдің болуына байланысты онда тағы жүктеудің екі жағдайы қарастырылады.

Аталған мысалда дінгек келесі аймақтық жүктемелерге есептелетін болады:

- а) орташа қосу барлық дінгекке аймақтық жүктеме;
- б) орташа қосу консольға аймақтық жүктеме және дінгекке орташа жүктеме;
- в) консольға орташа жүктеме және орташа қосу дінгекке аймақтық жүктеме.

3-Ескертуге сәйкес, дінгек бағанына аймақтық жүктемелер $q_p(z)$ және $I_v(z)$ есептеген кезде аймақтың жоғарғы шыңына тең z мағынасын қабылдай отырып анықталады.

Осы құралдың (2.15) және (2.14) формулалары бойынша $q_p(z)$ және $I_v(z)$ анықталады:

Белгілері үшін 13.800 м: $q_p(z) = 1580,0 \text{ Н/м}^2$ және $I_v(z) = 0,138$.

Белгілері үшін 28.200 м: $q_p(z) = 1823,4 \text{ Н/м}^2$ және $I_v(z) = 0,126$.

Дінгек бағаны үшін аймақтық жүктеме осы құралдың формуласы (2.87) бойынша анықталады.

C1 дінгегінің секциясы үшін (белгілері 0.300÷8.400 м) және $\theta = 0^\circ$ бұрышындағы жел үшін:

$$F_{pw}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref} = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1580,0}{1 + 7 \cdot 0,138} \cdot \frac{0,138}{1} \cdot 3,379 \cdot 1,889 = 4956,0 \text{ Н},$$

мұндағы $\Sigma c_w(z)$ және A_{ref} орташа жел жүктемесі үшін жоғары анықталған.

Желдің әсері үшін жеке коэффициентті есепке ала отырып $\gamma_Q = 1,4$, C1 дінгек секциясы үшін таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі (белгілері 0.300÷8.400 м) будет тең:

$$q_{pw} = F_{pw}(z) \cdot \gamma_Q / L = 4956,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 857,0 \text{ Н/м}$$

0.300÷8.400 м белгісінде дінгек бағанына жүктелетін $\theta = 0^\circ$ бұрыш жасап жел үшін таратылған есептік жүктеме орташа және аймақтық жүктемелер сомасына тең:

$$\Sigma q = q_{m,w} + q_{pw} = 625,0 + 857,0 = 1482,0 \text{ Н/м}$$

C1 секциясы үшін дінгек бағаны үшін аймақтық жүктемесі (белгілері 0.300÷8.400 м) және осы құралдың формуласы (2.87) бойынша $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасап жел:

$$F_{pw}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1580,0}{1 + 7 \cdot 0,138} \cdot \frac{0,138}{1} \cdot 3,766 \cdot 1,889 = 5523,0 \text{ Н}$$

C1 дінгек секциясы үшін таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі (белгілері 0.300÷8.400 м) тең:

$$q_{pw} = F_{pw}(z) \cdot \gamma_Q / L = 5523,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 955,0 \text{ Н/м}$$

0.300÷8.400 м белгісінде дінгек бағанына жүктелетін $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасап жел үшін таратылған есептік жүктеме орташа және аймақтық жүктемелер сомасына тең:

$$\Sigma q = q_{m,w} + q_{pw} = 697,0 + 955,0 = 1652,0 \text{ Н/м}$$

Баска секциялар мен дінгек аймағы үшін есептік аймақтық жел жүктемесі F_{pw} ұқсас есептелді, сондай-ақ кеңістіктің есептік сызба элементтеріне салынатын осы аймақтарға арналған жүктемесі есептік таратылған жинақ Σq (орташа қосу аймақтық), кеңістіктің есептік сызба элементтеріне салынады:

секциясы үшін C2 (белгілері 8.400÷13.800 м):

$$- F_{pw}(z) = 4770,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 5345,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 1752,0 \text{ Н/м (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma q = 1963,0 \text{ Н/м (q үшін } 45^\circ);$$

секциясы үшін C2 (белгілері 13.800÷15.600 м):

$$- F_{pw}(z) = 1685,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 1890,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 1804,0 \text{ Н/м (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma q = 2022,0 \text{ Н/м (q үшін } 45^\circ);$$

секциясы үшін C3 (белгілері 15.600÷22.800 м):

$$- F_{pw}(z) = 6815,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 7600,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 1920,0 \text{ Н/м (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma q = 2140,0 \text{ Н/м (q үшін } 45^\circ);$$

секциясы үшін C4 (белгілері 22.800÷28.200 м):

$$- F_{pw}(z) = 5240,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 5875,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 2043,0 \text{ Н/м (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma q = 2290,0 \text{ Н/м (q үшін } 45^\circ);$$

секциясы үшін C4 (белгілері 28.200÷30.000 м):

$$- F_{pw}(z) = 1696,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 1900,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 2015,0 \text{ Н/м (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma q = 2260,0 \text{ Н/м (q үшін } 45^\circ);$$

Белгісіне алаң 30.000 м:

$$- F_{pw}(z) = 2420,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 3020,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$- \Sigma F_w(z) = 5190,0 \text{ Н (q үшін } 0^\circ); \quad \Sigma F_w(z) = 6470,0 \text{ Н (q үшін } 45^\circ);$$

$$\text{белгісіне антенналар 30.000 м: } - F_{pw}(z) = 10400,0 \text{ Н; } \Sigma F_w(z) = 22350,0 \text{ Н}$$

$$\text{тіректі торап: } - F_{pw}(z) = 315,0 \text{ Н; } \Sigma F_w(z) = 520,0 \text{ Н}$$

Дінгек тартуына аймақтық жел жүктемелері 2.3.1.6.6-тармақшасына сәйкес дінгек бағанының аймақтық жүктемесі тәрізді шекараларда қоса беріледі.

Осы құралдың формуласы (2.88) бойынша тартуға аймақтық жүктемелер анықталады.

Тарту мен жел бағыты арқылы өтетін жазықтықтарда орнатылған 1 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ аймақтық жел жүктемесі (есептік мағынасы) (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ к бұрыш жасайды) тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{\gamma_Q \cdot q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \cdot \Sigma c_{f,G}(z) \cdot A =$$

$$= 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 0,476 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 150,0 \text{ Н},$$

мұндағы $c_{f,G}$ – орташа жел жүктемесі үшін жоғары анықталған тарту үшін жел жүктемесінің коэффициенті;

$\gamma_Q = 1,4$ – желдің әсері үшін жеке коэффициент.

1 қабат тартуы үшін таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі:

$$q_{pG} = F_{pG}(z) / L_o = 150,0 / 21,82 = 6,85 \text{ Н/м},$$

мұндағы L_o – тарту ұзындығы.

1 қабат тартуы үшін (тарту жазықтықтары және желде) жел үшін $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасаған Таратылған есептік жинақ (орташа қосу аймақтық) жел жүктемесі тең:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 6,67 + 6,85 = 13,52 \text{ Н/м}.$$

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 1 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ аймақтық жел жүктемесі (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасайды) тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 1,3 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 408,0 \text{ Н}$$

1 қабат тартуы үшін таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі тең:

$$q_{pG} = 408,0 / 21,82 = 18,7 \text{ Н/м};$$

Таратылған есептік жинақ (орташа қосу аймақтық) жел жүктемесі $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасап жел үшін, 1 қабат тартуы үшін (желге перпендикулярлы жазықтықтарда) тең:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 18,23 + 18,7 = 36,93 \text{ Н/м}.$$

Тарту және жел бағыты арқылы өтетін жазықтықтарда орналасқан (дінгекке $\theta = 45^\circ$ бұрышымен жел бағыты) 2 қабат тартуына $F_{pG}(z)$ аймақтық жел жүктемесі тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 0,931 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 655,0 \text{ Н}$$

Таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең болады:

$$q_{pG} = 655,0 / 32,614 = 20,07 \text{ Н/м};$$

Таратылған есептік жинақ жел жүктемесі $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасап жел үшін, 2 қабат тартуы үшін (тарту және жел жазықтықтары) тең:

$$\Sigma q_G = 21,62 + 20,07 = 41,69 \text{ Н/м}.$$

Жел бағытына перпендикулярлы жазықтықтарда орнатылған 2 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ аймақтық жел жүктемесі (жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасайды) тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 1,3 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 914,0 \text{ Н}$$

Таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең болады:

$$q_{pG} = 914,0 / 32,614 = 28,02 \text{ Н/м};$$

Таратылған есептік жинақ жел жүктемесі $\theta = 45^\circ$ бұрыш жасап жел үшін, 2 қабат тартуы үшін (желге перпендикулярлы жазықтықтарда) тең:

$$\Sigma q_G = 30,20 + 28,02 = 58,22 \text{ Н/м}.$$

1 қабат тартуы үшін $F_{GW}(z)$ аймақтық жел жүктемесі (есептік мағынасы) жел бағыты дінгекке $\theta = 45^\circ$ к бұрыш жасағанда тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 0,888 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 279,0 \text{ Н},$$

Таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі 1 қабат тартуы үшін тең:

$$q_{pG} = 279,0 / 21,82 = 12,78 \text{ Н/м};$$

Таратылған есептік жинақ (орташа қосу аймақтық) жел жүктемесі $\theta = 0^\circ$ бұрыш жасап жел 1 қабат тартуы үшін:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 12,45 + 12,78 = 25,23 \text{ Н/м}.$$

Діңгектің 2 қабат тартуы үшін аймақтық жел жүктемесі $F_{pG}(z)$, діңгекке $\theta = 0^\circ$ бұрышпен жел бағыты кезіндегі тең:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 1,116 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 785,0 \text{ Н},$$

Таратылған есептік аймақтық жел жүктемесі 2 қабат тартуы үшін тең болады:

$$q_{pG} = 785,0 / 32,614 = 24,07 \text{ Н/м};$$

Таратылған есептік жинақ (орташа қосу аймақтық) жел жүктемесі $q = 0^\circ$ бұрыш жасап жел үшін, 2 қабат тартуы үшін тең болады:

$$\Sigma q_G = 25,90 + 24,07 = 49,97 \text{ Н/м}.$$

Діңгек бағаны және тартуға есептелген есептік жел жүктемесі (орташа және аймақтық) кеңістік сызба бойынша есепке алынады.

Б.1.3 Құралымды есептеу

Кеңістіктік есеп аталған діңгектің келесі жүктеулері үшін діңгекке есептелетін (мысалы, SCAD Office, SUDM және басқ.) жобалық-есептеу кешендерін қолдана отырып орындалады:

- а) тұрақты жүктеме;
- б) орташа жел жүктемесі;
- в) орташа жел жүктемесі қосу барлық діңгекке аймақтық жел жүктемесі;
- г) орташа қосу консольға аймақтық жүктеме және діңгекке орташа жүктемесі;
- д) консольға орташа жел жүктемесі және діңгекке орташа қосу аймақтық жел жүктемесі.

Аймақтық жел жүктемелерінен S_P жалпы күшті анықтау үшін, орташа жүктемемен үйлесе отырып және орташа жел жүктемесінен ғана күшпен аймақтық жүктемеден алынған күш арасындағы айырмашылықты есептеу жолымен анықталатын, әрбір аймақтық жүктеменің діңгегі бағанының әрбір элементі мен тартуларда алдымен күшті есептеу S_{PLi} қажет.

Аймақтық (ауыспалы) жүктемелердегі жалпы күш S_P осы құралдың формуласы (2.89) бойынша әрбір аймақтық жүктемеден S_{PLi} күштің шаршылы сомасының түбірі арқылы анықталады:

$$S_P = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2}$$

Діңгек бағаны мен тартудың әрбір элементі үшін желдің әсер етуінің жалпы күші осы құралдың формуласы (2.90) бойынша орташа желдің S_M күш сомасы ретінде және ауыспалы жел жүктемелерінің күші S_P ретінде анықталады:

$$S_{TM} = S_M + S_P$$

Элементтердегі ең жоғары күші бар сызба тс-те (жоғарыда берілген формулалар бойынша есептелген жел жүктемелерінен және алдын ала тартумен тұрақты жүктемелерден) аталған діңгек есебінен алынып, Б.3-суретінде берілген.

Б.1.4 Қиманы топтастыру

Көтерушілік қабілеттің есептік мағынасы көлденең қиманы топтастыруға тәуелді.

1, 2 және 3 клас қималары үшін шекті қатынастарды осы құралдың 6.1-кестесі бойынша қабылдаған дұрыс.

Есептеу үшін діңгек элементі қимасының класын анықтау қажет. Діңгек бағаны элементтері үшін болат аққыштық шегінің атауы мағынасын $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ S275 қабылданды.

а) діңгектің тірек бағандары (белдеу) үшін теңсөрелі бұрышқа L70×7 :

бұрыш көлемі- $h = b = 70 \text{ мм}$, $t = 7 \text{ мм}$

Бұрыш енінің сығылған бөлшектер үшін оның қалыңдығына қатысты: $h / t = 70 / 7 = 10$

Қиманың 3 класы үшін осы құралдың 6.1-кестесі бойынша талап:

$$h / t < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86, \text{ мұндағы } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,924$$

Жағдайды тексеру: $h / t = 10 < 15 \cdot \varepsilon = 13,86$

Бұрыш қимасы 3 класс үшін талаптарды қанағаттандырады.

б) Діңгек беріктігінің негізгі байланысы (қиғаш тіреу) үшін теңсөрелі бұрышқа L60×6:

$h = b = 60 \text{ мм}$, $t = 6 \text{ мм}$

Қатынасы: $h / t = 60 / 6 = 10 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3 класс бұрышы қимасы.

в) Діңгек беріктігінің негізгі байланысы (кергіштер) үшін теңсөрелі бұрышқа L45×5:

$h = b = 45 \text{ мм}$, $t = 5 \text{ мм}$

Қатынасы: $h / t = 45 / 5 = 9 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – 3 класс бұрышы қимасы.

Діңгек элементтерінің барлық қимасы 3 класқа жатады.

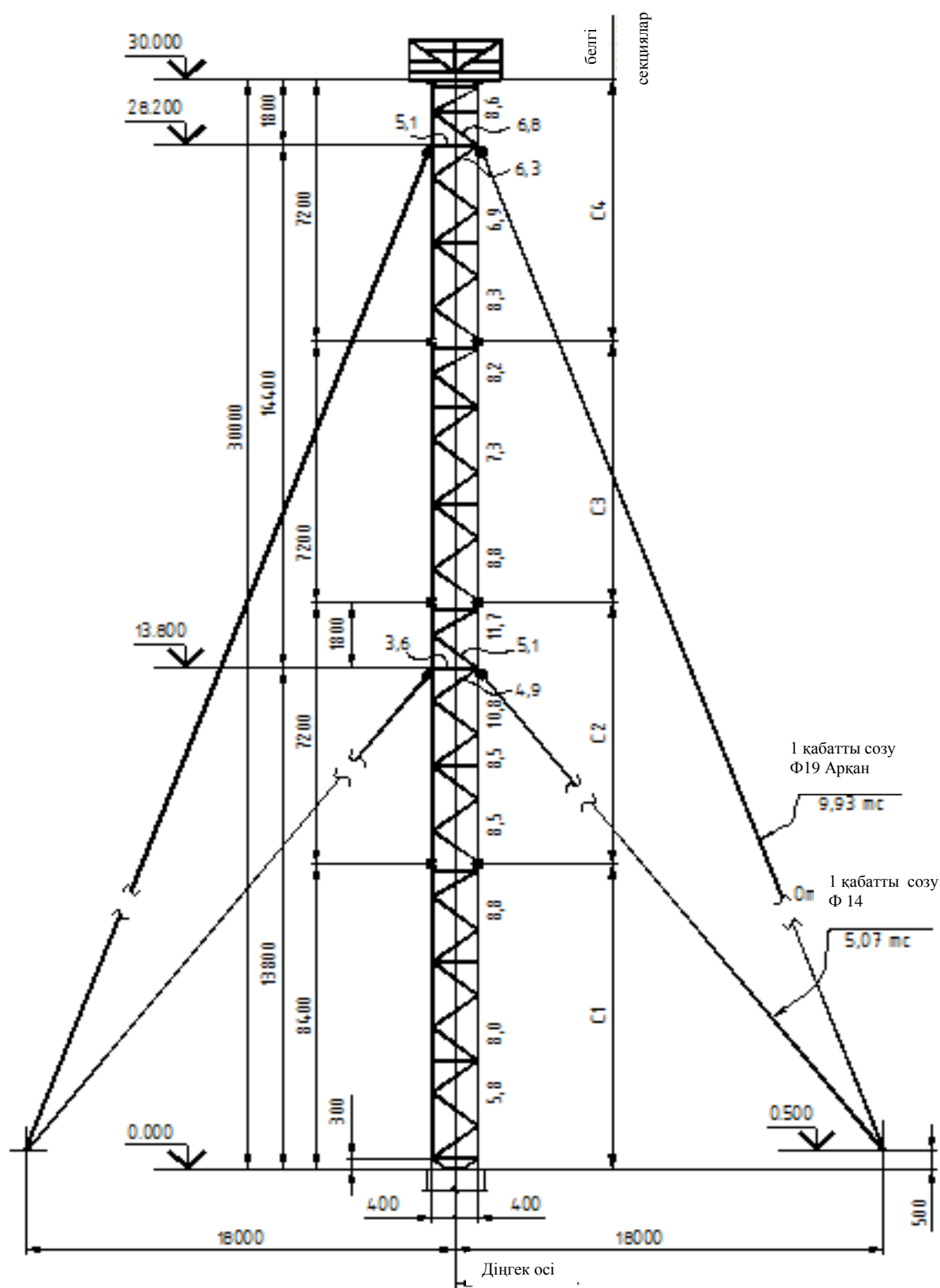
Б.1.5 Діңгек бағанындағы сығылған элементтердің тұрақтылығы бойынша көтерушілік қабілетті анықтау

Сығылған элементтердің тұрақтылығын осы құралдың формуласы (6.19) бойынша тексереді:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

мұндағы N_{Ed} – ең жоғары күшке ие сығылатын күштің есептік мағынасы (Б.3-суретін қараңыз).

$N_{b,Rd}$ – тұрақтылық бойынша сығылған элементтің көтерушілік қабілетінің есептік мағы



Б.3 Сурет – Дінгек элементтеріндегі ең жоғары күш сызбасы (в тс)

1) Діңгек бағанының тірек бағандарының көтерушілік қабілетін анықтау.

DIN 1028 сұрыптамасы бойынша қабылданған теңсөрелі бұрышқа L70×7 діңгектің тірек бағаны.

Б.3-суреті бойынша сығылатын күштің ең жоғары есептік мағынасы — $N_{Ed} = 117000,0$ Н;

Қиманың геометриялық сипаттамалары:

қиманың ауданы $A = 940$ мм², инерцияның радиусы $i_{vv} = 1,37$ см және $i_{yy} = 2,12$ см

Осы құралдың 6.3.3.2.2-тармақшасына сәйкес екі перпендикулярлы жазықтықтарды орналасқан сатылы орнатылған беріктік байланыстары бойынша қабылданған сызба кезінде λ тірек бағандарының иілушілігін есептеу үшін, есептік ұзындық L тораптар арасындағы қашықтыққа тең қабылданады: $L_1 = 180$ см, $L_2 = 90$ см.

$$\text{Иілушіліктер тең: } \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} = \frac{180}{2,12} = 84,9; \quad \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} = \frac{90}{1,37} = 65,7.$$

Есепке қабылдаймыз $\lambda = 84,9$.

Шекті иілушілік $\lambda_{пред}$ осы құралдың 6.3.3.2.1-тармақшасында көрсетілген.

Шартты иілушілік үшін иілушілікті λ_1 анықтау үшін (6.3.2.3-тармақшасын қараңыз) тең:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

Шартты иілушілік $\bar{\lambda}$ формула (6.23) бойынша 3 класс қимасы үшін анықталады:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{84,9}{86,8} = 0,978.$$

Осы құралдың 6.9-кестесі бойынша беріктіктің симметриялық емес байланыстары үшін (г) иілушіліктің тиімді коэффициенті анықталады:

$$k = 1,2 \cdot \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right) = 1,2 \cdot \left(0,8 + \frac{0,978}{10} \right) = 1,077,$$

алайда, осы кестеге сәйкес, $1,2 \geq k \geq 1,08$, сондықтан қабылданады $k = 1,08$.

Тиімді иілушілік $\bar{\lambda}_{eff}$ осы құралдың формуласы (6.25) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,08 \cdot 0,978 = 1,056.$$

Бұрыштар үшін беріктіктің қисық жоғалтуы осы құралдың 6.4-кестесі бойынша қабылданады: «b».

Бастапқы жетіспеушіліктерді көрсететін α коэффициенті қисық үшін осы құралдың 6.7-кестесі бойынша «b» қабылданады: $\alpha = 0,34$.

Төмендетуші коэффициентті χ анықтау үшін Φ шамасы осы құралдың 6.3.2.2-тармақшасы бойынша $\bar{\lambda}_{eff}$ орнына $\bar{\lambda}$ тиімді иілушілікті қолдана отырып анықталады:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,056 - 0,2) + 1,056^2 \right] = 1,203;$$

Төмендетуші коэффициент χ осы құралдың формуласы (6.22) бойынша анықталады:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,203 + \sqrt{1,203^2 - 1,056^2}} = 0,562$$

Тірек бағандардың беріктік бойынша $N_{b,Rd}$ сығылған элементінің көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы осы құралдың формуласы (6.20) бойынша 3 класс қимасы үшін анықталады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,562 \cdot 940 \cdot 275}{1} = 145280,0 \text{ Н},$$

Мұндағы беріктік бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициенті $\gamma_{M1} = 1,0$.

Діңгек тірек бағандарының (белдеу) беріктігін тексеру бұрышқа $L70 \times 7$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{117000,0}{145280,0} = 0,81 < 1,0$$

Тірек бағандардың (белдеудің тұрақтылығы қамтамасыз етілді).

2) Діңгек бағанының беріктігінің негізгі байланыстарының көтерушілік қабілетін анықтау (қиғаш тіреулері).

DIN 1028 сұрыптамасы бойынша қабылданған теңсөрелі бұрышқа $L60 \times 6$ діңгектің қиғаш тіреуі.

Б.3-суреті бойынша сығылатын күштің ең жоғары есептік мағынасы – $N_{Ed} = 68000,0$ Н;

Қиманың геометриялық сипаттамалары:

қиманың ауданы $A = 691$ мм², инерцияның радиусы $i_{vv} = 1,17$ см және $i_{yy} = 1,82$ см

Осы құралдың 6.3.3.2.1-тармақшасына сәйкес діңгек үшін қабылданған үш бұрышты тор үшін тораптар мен иілушілік арасындағы қашықтықтың есептік ұзындығы i_{vv} бойынша анықталады:

$$L_{di} = 120 \text{ см және } i_{vv} = 1,17 \text{ см, иілушілік тең болады: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{120}{1,17} = 102,6 < \lambda_{пред}.$$

Шекті иілушілік $\lambda_{пред} = 180$ осы құралдың 6.3.3.3.1-тармақшасында көрсетілген.

$$\text{Шартты иілушілік үшін иілушілік } \lambda_1 \text{ тең: } \lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$\text{Шартты иілушілік } \bar{\lambda} \text{ тең: } \bar{\lambda}_v = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{102,6}{86,8} = 1,182$$

Осы құралдың 6.10 (а)-кестесі бойынша екі шетінде дәнекерлеумен қатты бекіту үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті анықталады:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,182} = 0,996.$$

$$\text{Тиімді иілушілік } \bar{\lambda}_{eff} \text{ тең: } \bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,996 \cdot 1,182 = 1,177.$$

«б» қисығы үшін α коэффициенті осы құралдың 6.7-кестесі бойынша қабылданады: $\alpha = 0,34$.

Төмендетуші коэффициентті χ анықтау үшін Φ шамасы бойынша $\bar{\lambda}_{eff}$ орнына $\bar{\lambda}$ тиімді иілушілікті қолдана отырып анықталады: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,177 - 0,2) + 1,177^2 \right] = 1,359$;

$$\text{Төмендетуші коэффициент } \chi \text{ тең: } \chi = \frac{1}{1,359 + \sqrt{1,359^2 - 1,177^2}} = 0,490;$$

Осы құралдың 6.3.2.5-тармақшасына сәйкес бір бұрыштардан жасалған көтерушілік қабілет бір сөремен дәнекерлеу жіктеріне белдеуге тікелей элементтер бекітілген жағдайда $\eta = 0,8$ коэффициенттерін қолдана отырып азаяды.

Діңгек беріктігінің (қиғаш тіреу) $N_{b,Rd}$ негізгі байланысының көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы η коэффициентін ескере отырып тең болады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8 \cdot 0,490 \cdot 691 \cdot 275}{1} = 74490,0 \text{ Н},$$

$L60 \times 6$ бұрышқа діңгек беріктігінің негізгі байланысының тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{68000,0}{74490,0} = 0,92 < 1,0$$

Беріктіктің негізгі байланысының тұрақтылығы (қиғаш тіреу) қамтамасыз етілген.

3) Діңгек бағанының беріктігінің негізгі байланыстарының көтерушілік қабілетін анықтау (қиғаш тіреулері).

DIN 1028 сұрыптамасы бойынша қабылданған теңсөрелі бұрышқа L60×6 діңгектің кергіші.

Б.3-суреті бойынша сығылатын күштің ең жоғары есептік мағынасы — $N_{Ed} = 51000,0$ Н;

Қиманың геометриялық сипаттамалары:

қиманың ауданы $A = 430$ мм², инерцияның радиусы $i_{vv} = 0,87$ см және $i_{yy} = 1,35$ см

Тораптар арасындағы қашықтыққа тең діңгек байланысының негізгі байланысы (кергіштер) есептік ұзындығы: $L_h = 80$ см.

$$\text{Иілушілік тең болады: } \lambda_v = \frac{L_h}{i_{vv}} = \frac{80}{0,87} = 92 < \lambda_{пред} = 180 .$$

Шартты иілушілік үшін иілушілік λ_1 тең: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Шартты иілушілік } \bar{\lambda} \text{ тең: } \bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{92}{86,8} = 1,06$$

Осы құралдың 6.10 (а)-кестесі бойынша екі шегінде дәнекерлеумен қатты бекіту үшін иілушіліктің тиімді коэффициенті анықталады:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,06} = 1,03 .$$

$$\text{Тиімді иілушілік } \bar{\lambda}_{eff} \text{ тең: } \bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 1,03 \cdot 1,06 = 1,092 .$$

«б» қисығы үшін α коэффициенті осы құралдың 6.7-кестесі бойынша қабылданады: $\alpha = 0,34$.

$$\Phi \text{ шамасы тең: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,092 - 0,2) + 1,092^2 \right] = 1,248 ;$$

$$\text{Төмендетуші коэффициент } \chi \text{ тең: } \chi = \frac{1}{1,248 + \sqrt{1,248^2 - 1,092^2}} = 0,54 ;$$

Осы құралдың 6.3.2.5-тармақшасына сәйкес бір сөремен дәнекерлеу жіктеріне белдеуге тікелей элементтер бекітілген жағдайда $\eta = 0,9$ коэффициенті қабылданды.

Діңгек беріктігінің (кергіштер) негізгі байланысының көтерушілік қабілетінің есептік мағынасы η коэффициентін ескере отырып тең болады:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9 \cdot 0,54 \cdot 430 \cdot 275}{1} = 57470,0 \text{ Н ,}$$

L45×5 бұрышқа діңгек беріктігінің (кергіштер) негізгі байланысының тұрақтылығын тексеру:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{51000,0}{57470,0} = 0,89 < 1,0$$

Беріктіктің негізгі байланысының тұрақтылығы (кергіштер) қамтамасыз етілген.

Б.1.6 Діңгекті тартудың көтерушілік қабілетін анықтау

Алдын шиеленіскен тарту элементтерінің (В тобының элементтері) сындарлы шекті жағдайын тексеру кезінде осы құралдың формуласын (6.4) қолдана отырып 6.2.3.2-талаптарын орындауы тиіс:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 ,$$

мұндағы F_{Ed} — арқанға әсер ететін өстік күштің есептік мағынасы, (Б.3-суретін қараңыз):

– 1 қабат тартуы үшін $F_{Ed} = 5,07 \text{ тс} = 50,7 \text{ кН}$;

– 2 қабат тартуы үшін $F_{Ed} = 9,93 \text{ тс} = 99,3 \text{ кН}$;

F_{Rd} – созылудың есептік қарсылығы.

1 қабат тартуы үшін есептік қарсылық F_{Rd} диаметрі 14,0 мм қанатынан формуласы (6.5) бойынша анықталады:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R} = \frac{98,6}{1,5 \cdot 1,0} = 65,7 \text{ кН} ,$$

мұндағы γ_R – 6.3-кестесі бойынша қабылданатын қауіпсіздіктің жеке коэффициенті.

Мысалы $\gamma_R = 1,0$ ширатудың иілуші сәттерін азайту үшін іс-шаралар қолданылмайтын жағдай үшін ;

F_{uk} – формула бойынша (6.6) 1 қабаттың (В-тобы) созылған тарту элементтері үшін анықталатын үзілу беріктігінің сипаттамалық мағынасы:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 123,2 \cdot 0,8 = 98,6 \text{ кН} ;$$

мұндағы $k_e = 0,8$ – 6.4-кестесі бойынша қабылданатын U-тәрізді бұранда-қамыттар үшін жоғалту коэффициенті;

F_{min} – K , d және R_r мағыналары үшін EN 12385-2 сәйкес анықталатын ажыраудың ең төмен кіші. 1 қабат тартуы үшін:

– ажыратуға әсер ету коэффициенті – $K = 0,355$;

– арқанның диаметрі – $d = 14 \text{ мм}$;

– арқанның маркасы – $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 14^2 \cdot 1770}{1000} = 123,2 \text{ кН}$$

Осы оқу құралының 6.1-бөлімшесіне сәйкес тарту қарсылығы мен оны бекіту үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті тең $\gamma_{Mg} = 2,0$.

Есептік қарсылығы F_{Rd} 1 қабат тартуы үшін тең:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 98,6 / 2,0 = 49,3 \text{ кН}$$

Ең төменгі мағына үшін $F_{Rd} = 49,3 \text{ кН} < F_{Ed} = 50,7 \text{ кН}$.

Сындарлы шекті жағдай бойынша талап орындалмайды, сондықтан да 1 қабат тартуы үшін қабылданады канат с маркой $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$ маркалы диаметрі 15,0 мм арқан қабылданады.

F_{min} арқан үшін диаметрі 15,0 мм ажыраудың ең төменгі күші тең:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 15^2 \cdot 1770}{1000} = 141,4 \text{ кН} .$$

Ажырау беріктігінің сипаттамалық мағынасы F_{uk} тең:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 141,4 \cdot 0,8 = 113,1 \text{ кН} .$$

Есептік қарсылық F_{Rd} тең:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 113,1 / 2,0 = 56,6 \text{ кН} .$$

1 қабат тартуының көтерушілік қабілетін тексеру:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{50,7}{56,6} = 0,9 < 1,0 ,$$

6.2.3.4-тармақшасына сәйкес арқанның пайдаланушылық жарамдылығының шекті жағдайы үшін, ажырауға F_{uk} беріктікке тәуелді шекті кернеуді анықтау қажет σ_{uk} :

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m} ,$$

мұндағы A_m – арқанның металл элементтерінің кима ауданы (осы мысалдың Б.1.2.1-тармақшасын қараңыз).

Таблицы 6.6-кестесіне сәйкес f_{SLS} пайдаланушылық талап үшін шекті кернеу (иілудің кернеуін есепке алмастан босаңқылық есебі үшін $-\gamma_R = 1,0$), тең: $f_{SLS} = 0,45 \cdot \sigma_{uk}$.

Одан туындайтыны, $F_{Ed} = 50,7 \text{ кН} < 0,45 \cdot F_{uk} = 0,45 \cdot 113,1 = 50,9 \text{ кН}$

Пайдаланушылық жарамдылық жөніндегі шекті жағдай бойынша талап орындалуда, сондықтан да 1 қабат тартуы үшін диаметрі 15,0 мм маркасы $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$ арқан қабылданады.

Формула (6.5) бойынша анықталатын диаметрі 19,0 мм арқан үшін 2 қабат тартуының есептік қарсылығы:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R} = \frac{181,5}{1,5 \cdot 1,0} = 121,0 \text{ кН},$$

1 қабат тартуы үшін анықталатын ажырау беріктігінің сипаттамалық мағынасы F_{uk} :

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 226,9 \cdot 0,8 = 181,5 \text{ кН};$$

Қабылданды: $k_e = 0,8$ – 6.4-кестесі бойынша қабылданатын коэффициент;

ажырауға әсер ететін коэффициент – $K = 0,355$;

арқанның диаметрі – $d = 19 \text{ мм}$;

арқанның маркасы – $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$

$$\text{Ажыраудың ең төменгі күші: } F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 19^2 \cdot 1770}{1000} = 226,9 \text{ кН}$$

2 қабат тартуы үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициентін есепке алғандағы есептік қарсылық $\gamma_{Mg} = 2,0$ тең:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 181,5 / 2,0 = 90,8 \text{ кН}$$

Ең төменгі мағына үшін: $F_{Rd} = 90,8 \text{ кН} < F_{Ed} = 99,3 \text{ кН}$.

Сындарлы шекті жағдай бойынша талап орындалмайды, сондықтан да 2 қабат тартуы үшін қабылданады диаметрі 22,0 мм маркасы $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$ арқан қабылданады.

Ажыраудың ең төменгі күші F_{min} арқан үшін диаметрі 22,0 мм тең:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 22^2 \cdot 1770}{1000} = 304,1 \text{ кН}.$$

Ажырау беріктігінің сипаттамалық мағынасы F_{uk} тең:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 304,1 \cdot 0,8 = 243,3 \text{ кН}.$$

Есептік қарсылық F_{Rd} тең:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 243,3 / 2,0 = 121,7 \text{ кН}.$$

1 қабат тартуының көтерушілік қабілетін тексеру:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{99,3}{121,7} = 0,82 < 1,0,$$

6.2.3.4-тармақшасына сәйкес арқанның пайдаланушылық жарамдылығы бойынша пайдалану жағдайы үшін шекті кернеумен f_{SLS} шекті жағдайды тексеру орындалады:

$$f_{SLS} = 0,45 \cdot \sigma_{uk}$$

Одан туындайтыны, $F_{Ed} = 99,3 \text{ кН} < 0,45 \cdot F_{uk} = 0,45 \cdot 243,3 = 109,5 \text{ кН}$

Сындарлы шекті жағдай бойынша талап орындалмайды, сондықтан да 2 қабат тартуы үшін қабылданады диаметрі 22,0 мм маркасы $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$ арқан қабылданады.

Қабылданған жаңа қиманың тартуы үшін нақты жобаларды әзірлеу кезінде діңгектің жаңа есебін орындау қажет, сондай-ақ лацменді және анкерлі тораптар, беріктік байланыстары бекіту тораптарын (діңгектің торлары) есептелуі тиіс.

Діңгек есебінің берілген мысалын осы құралымдардың техникалық шешімі мысалында емес, ҚР ҚН EN нормасы материалдарын қолдану мысалы ретінде қарастырған дұрыс.

В ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Түтінді құбырды есептеу мысалы**В.1-МЫСАЛ Биіктігі 45,0 м түтіндік құбыр есебі****В.1.1 Бастапқы деректер**

Биіктігі 45,0м футеровкасыз еркін тұрған түтін құбырын есептеуді орындау талап етіледі. Құбыр орташа дәрежелі өршітерге ие, температурасы $+200^{\circ}\text{C}$ түтінді құбырды өткізуге арналған.

Түтінді құбыр осы құралдың 2.3.1.1.5-тармақшасы бойынша, жел қысымының мағынасы 0,23 кПа атаулы (сипаттамалы) мағынаға ие I желді аудандағы құрылысқа арналған. Жергілікті жердің типі жел әсері үшін осы құралдың 2.4-кестесі бойынша III қабылданды. Түтінді құбыр жердің тегіс бетінде орнатылған және сыртқы есептік ауа температурасы $-30^{\circ} > t \geq -40^{\circ}$ шегіндегі аудандарда құрылысқа арналған. Құрылыс алаңы сейсмикалық емес ауданда орналасқан.

Түтінді құбырдың сенімділік класы осы құралдың 11.1-кестесі бойынша 2 қабылданды. Түтінді құбырдың есептік қызмет ету қабылданған мерзімі – 30 жыл.

Түтінді құбыр диаметрі 2,1 м цилиндрлік жоғары бөліктен және конусының биіктігі 15,0 м конустық төменгі бөліктен және диаметрі 3,5 м негізінен тұратын биік құрылыстан тұрады. Құбырдың цилиндрлік бөлігінде (шамамен 14,0 қадаммен) және конустық және цилиндрлік бөлшектерінің қосылыстары орнында беріктік сақинасы орналасқан.

Түтінді құбыртөрт монтажды маркадан тұрады, олардың әрқайсысы есепті орындау кезінде бірнеше секцияларға бөлінген. Жарықтан қорғағышпен қызмет көрсету және адамдарды турбиналарға көтеру үшін 43.000 м белгісінде алаң қабылданған және демалыс үшін ауыспалы алаңдары бар тік баспалдағы бар. Түтін құбырының бағаны S275JR бойынша EN 10025-2 табақты болаттан жасалған. Баған қабырғасының табақтарын орналастыру дәнекерлеуде қарастырылған.

Қабырғаның қималары бар түтінді құбырдың сызбасы В.1-суретінде берілген. Баспалдақтар мен алаңдар сызбасы В.2-суретінде берілген. В.1-суретінде құбыр бағаны қабырғасының толық қалыңдығы және тоттанудан (тырнақшада) шығынды есепке алғандағы қалыңды көрсетілген.

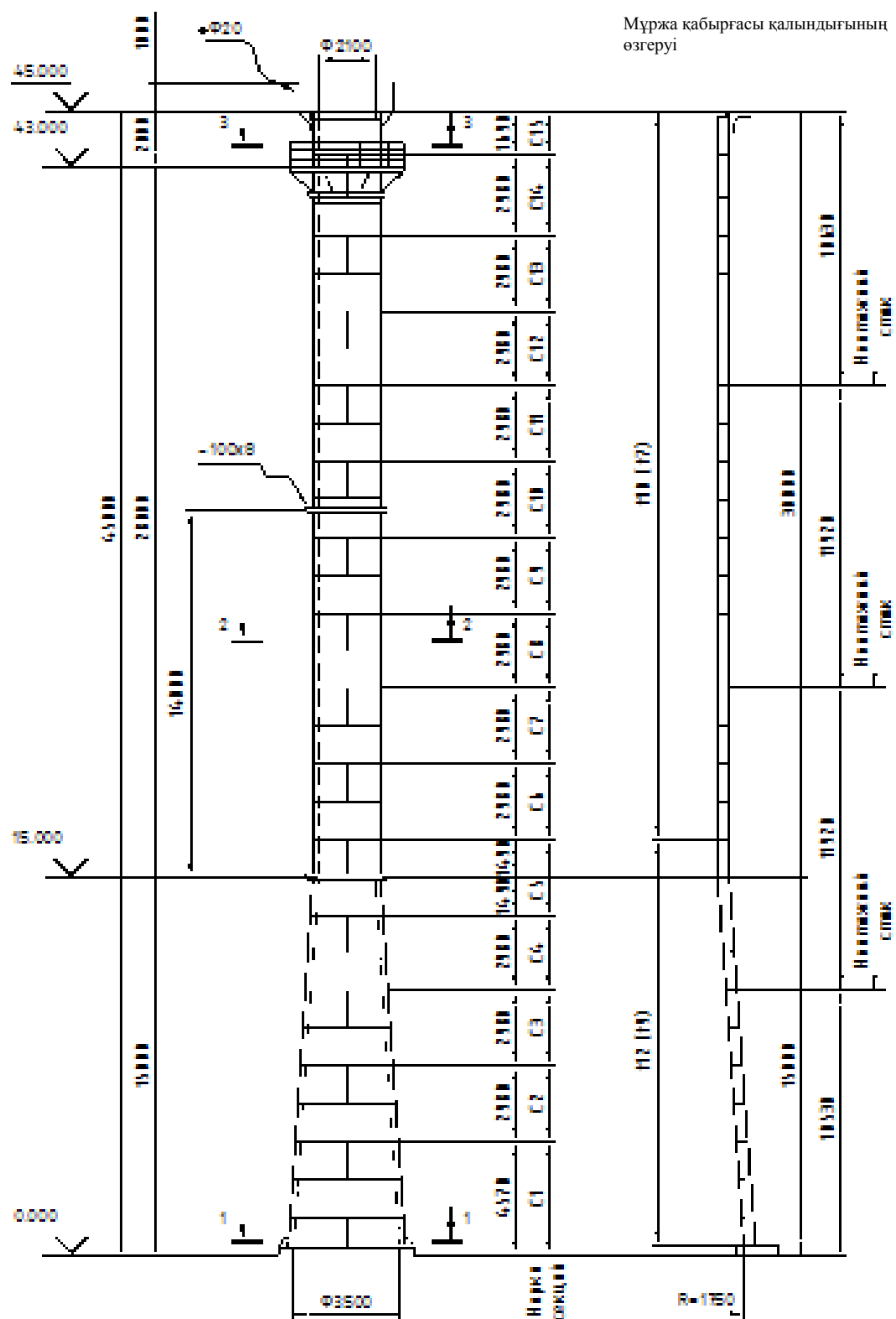
В.1.2 Жүктемелерді жинау**В.1.2.1 Тұрақты жүктемелерді анықтау**

Тұрақты жүктемелер түтін құбыры элементтерінің өзіндік салмағымен анықталады. Құбырдың өзіндік салмағы тиісті бағдарламалар бойынша кеңістіктік есепті орындау кезінде ескерілуі (ескерілмеген элементтерге коэффициенттерді қабылдай отырып) мүмкін (мысалы, SCAD Office жобалық-есептік кешен).

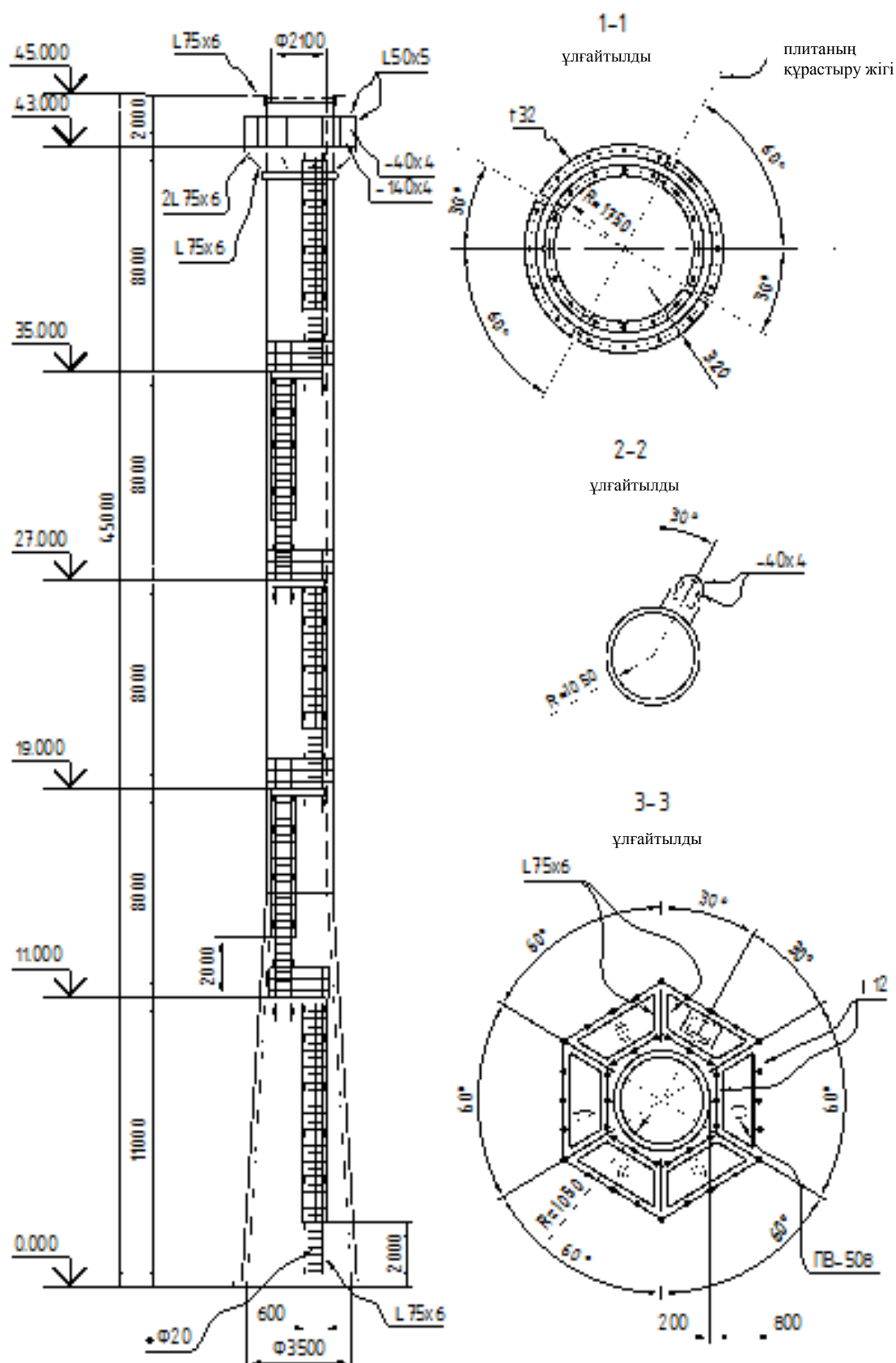
Аталған мысалда оны есепке алу тапсырмасы үшін тұрақты жүктемелер жинағы берілген.

Түтін құбыры діңгегінің өзіндік салмағын есептеген кезде осы құралдың 13.2-кестесіне сәйкес қабылданған түтін құбыр құрылымы қызметінің есептік мерзімі үшін 3,0 мм тең түтін газдарымен байланысатын ішкі бет үшін тоттануға жіберуді есепке ала отырып құралымның толық жіңішке қабырғасы есепке алынған. Сыртқы бет үшін тоттанудан қорғану қайта бояудың жоспарланған бағдарламасы бойынша бояумен қабылданған, сондықтан да 13.1-кестеге сәйкес тоттануға сыртқы әсер нөлге тең қабылданды.

Есепте тек металл құралымдар ғана есепке алынған, сондықтан да қабылданған түтінді құбырда футерлеу, жылу оқшаулау, жеткізуші газ құбырлары және т.т. ескерілмеген.



В.1 Сурет – Биіктігі 45,0 м тұтынды құбыр сызбасы



В.2 Сурет – Баспалдақтың сызбасы және тұтынды құбыр алаңы

Құбыр дінгегінің С1 секциясының өзіндік салмағынан тұрақты жүктемені анықтау:

– С1 секциясы биіктігінің орталығы бойынша құбыр дінгегінің қаптамасы орташа бетінің диаметрі $d = 3,290$ м, қабырғаның орташа желісі бойынша қиманың ұзындығы $\ell = 10,336$ м, секциясының биіктігі $h = 4,570$ м, қабырға қалыңдығының массасы $t = 12$ мм $g = 94,2$ кг/м².

С1 секциясы құбыр қаптамасының өзіндік салмағы G_{k1} жүктеменің жинақ сипаттамасы мына формула бойынша анықталады:

$$G_{k1} = g \cdot \ell \cdot h \cdot k = 94,2 \cdot 10,336 \cdot 4,570 \cdot 1 = 4450,0 \text{ кгс} = 44500,0 \text{ Н}$$

мұндағы k – ескерілмеген элементтерге коэффициенті.

Жүктеме құбыр бағаны ұзындығы бойынша ескеріледі, сондықтан да С1 секциясы үшін баған салмағының таратылған тұрақты жүктемесі сипаттамасы тең болады:

$$q_n = G_{k1} / L_1 = 44500,0 / 4,57 = 9740,0 \text{ Н/м.}$$

Құбыр бағаны секциясының өзіндік салмағының тұрақты жүктемесі С2÷С15 ұқсас анықталады, В.1-суретіндегі сызба бойынша анықталатын қабірға және ұзындықтың тиісті қималарын есепке алады. Есептеу нәтижелері В.1-суретінде берілген.

Балпалдақ элементтерінің және баспалдақ қоршауы қимасы (аландар арасындағы 8,0 м қашықтық үшін):

- Бағандар: $\perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 10,0$ м; саны 2 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- Баспалдақтары: $\bullet \varnothing 20$ мм; ұзындығы $\ell = 0,57$ м; саны 34 дана; массасы $g = 2,5$ кг/м;
- Қоршауы: -40×4 мм; ұзындығы $\ell_1 = 7,2$ м; саны 3 дана; массасы $g = 1,26$ кг/м;
- -40×4 мм; ұзындығы $\ell_2 = 1,9$ м; саны 13 дана; массасы $g = 1,26$ кг/м.

Баспалдақ элементтерінің өзіндік салмағы G_{k2} жүктемесінің тұрақты сипаттамасы:

$$G_{k2} = 6,9 \cdot 10,0 \cdot 2 \cdot 1,1 + 2,5 \cdot 0,57 \cdot 34 + 1,26 \cdot 7,2 \cdot 3 \cdot 1,1 + 1,26 \cdot 1,9 \cdot 13 = 262,0 \text{ кгс} = 2620,0 \text{ Н.}$$

Барлық секциялар үшін тұрақты жүктеменің таратылған сипаттамасы тең:

$$q_n = G_{k2} / L_2 = 2620,0 / 8,0 = 330,0 \text{ Н/м.}$$

11.000 м; 19.000 м; 27.000 м және 35.000 м қималарымен белгісінде қоршауы бар ауыспалы аландардың тұрақты жүктемесін анықтау:

- Алаң арқалықтары: $\perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 0,75$ м; саны 3 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- кронштейндері: $\perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 1,05$ м; саны 2 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- себу-сору болаттан жасалған төсемше (ПВ–508) көлемі $0,7 \times 0,9$ м, саны 1 дана; массасы $g = 20,9$ кг/м²;
- Қоршау бағандары: $\perp 50 \times 5$ мм; ұзындығы $\ell = 1,2$ м; саны 2 дана; массасы $g = 3,77$ кг/м;
- Қоршауы: $\perp 50 \times 5$ мм; ұзындығы $\ell = 1,5$ м; саны 1 дана; массасы $g = 3,77$ кг/м;
- Қоршауы: -40×4 мм; ұзындығы $\ell = 1,5$ м; саны 1 дана; массасы $g = 1,26$ кг/м;
- Қоршауы: -140×4 мм; ұзындығы $\ell = 2,0$ м; саны 1 дана; массасы $g = 4,4$ кг/м.

Ауыспалы аландардың тұрақты жүктемесінің сипаттамасы $G_{k \text{ пл}}$ тең:

$$G_{k \text{ пл}} = 6,9 \cdot 0,75 \cdot 3 + 6,9 \cdot 1,05 \cdot 2 + 20,9 \cdot 0,7 \cdot 0,9 + 3,77 \cdot 1,2 \cdot 2 + 3,77 \cdot 1,5 \cdot 1 + 1,26 \cdot 1,5 \cdot 1 + 4,4 \cdot 2,0 \cdot 1 = 70,0 \text{ кгс} = 700,0 \text{ Н.}$$

Қималары бар 43.000 м белгісіндегі тұрақты жүктемені анықтау:

- Алаң арқалықтары: швеллер [12; ұзындығы $\ell_1 = 1,45$ м және $\ell_2 = 2,35$ м; саны 6 дана (әрбір ұзындықтары); массасы $g = 10,4$ кг/м;
- Алаң арқалықтары: $\perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 0,95$ м; саны 12 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- кронштейндер: $2 \perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 1,35$ м; саны 12 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- кронштейндер: $\perp 75 \times 6$ мм; ұзындығы $\ell = 1,9$ м; саны 6 дана; массасы $g = 6,9$ кг/м;
- себу-сору болаттан жасалған (ПВ–508) көлемі $0,8 \times 1,9$ м, саны 6 дана; массасы $g = 20,9$ кг/м²;

- Қоршау бағандары: $\perp 50 \times 5$ мм, ұзындығы $\ell = 1,2$ м; саны 30 дана.; массасы $g = 3,77$ кг/м;
- Қоршауы: $\perp 50 \times 5$ мм, ұзындығы $\ell = 1,9$ м; саны 12 дана.; массасы $g = 3,77$ кг/м;
- Қоршауы: -40×4 мм; ұзындығы $\ell = 1,9$ м; саны 12 дана.; массасы $g = 1,26$ кг/м;
- Қоршауы: -140×4 мм; ұзындығы $\ell = 1,9$ м; саны 12 дана.; массасы $g = 4,4$ кг/м.

43.000 м белгісіндегі алаңда $G_{к,пл}$ тұрақты жүктемені жинақ сипаттама:

$$G_{к,пл} = 10,4 \cdot (1,45 + 2,35) \cdot 6 + 6,9 \cdot 0,95 \cdot 12 \cdot 1,1 + 20,9 \cdot 0,8 \cdot 1,9 \cdot 6 + 6,9 \cdot 1,35 \cdot 12 \cdot 1,1 + 6,9 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot 1,2 \cdot 30 + 3,77 \cdot 1,9 \cdot 12 + 1,26 \cdot 1,9 \cdot 12 + 4,4 \cdot 1,9 \cdot 12 = 1075,0 \text{ кгс} = 10750,0 \text{ Н}$$

В.1-кестесінде есептер нәтижесі берілген. Есептік жүктеме жоғарыда берілген сипаттамалық мағыналарды осы құралдың 11.2-кестесі бойынша қабылданған құралым сенімділігінің 2 класы үшін тұрақты жүктеме $\gamma_G = 1,1$ үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне қосумен алынды.

В.1 Кесте – Биіктігі 45 м түтінді құбырдың тұрақты жүктемесі

Түтінді құбырдың, алаңның (белгінің) бағаны секциясының маркасы	Жүктеменің жалпы сипаттамасы (баған және алаңның салмағы), Н	Жүктеменің таратылған сипаттамасы (бағанның салмағы), Н/м	Таратылған есептік жүктеме (баған және баспалдақтың салмағы), Н/м	Тораптық есептік жүктемелер (алаңның салмағы), Н
С1 секциясы	44500,0	9740,0	11080,0	—
С2 секциясы	25880,0	8685,0	9920,0	—
С3 секциясы	23420,0	7860,0	9010,0	—
С4 секциясы	20970,0	7040,0	8110,0	—
С5 секциясы	19260,0	6465,0	7475,0	—
С6÷С9, С11÷С13 секциялары	15430,0	5180,0	6060,0	—
С10, С14 секциялары	15870,0	5325,0	6220,0	—
С15 секциясы	8750,0	5180,0	6060,0	—
11.000м; 19.000м; 27.000м; 35.000м белгісіндегі алаңдар	700,0	—	—	770,0
43.000м белгісіндегі алаң	10750,0	—	—	11825,0
45.000м белгісіндегі беріктік сақинасы	530,0	—	—	585,0

В.1.2.2 Желді жүктемелерді анықтау

Жел қысымының нормативтік мағынасы үшін 0,23 кПа, аталған түтінді құбыр үшін қабылданған, желдің базалық жылдамдығының негізгі мағынасы осы құралдың формуласына (2.1) сәйкес алынды:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,23} = 22,72 \text{ м/с}.$$

Коэффициенттері $c_{dir} = 1,0$ және $c_{season} = 1,0$.

Осы құралдың формуласына (2.2) сәйкес жел жылдамдығының базалық мағынасына v_b тең:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,72 \text{ м/с}.$$

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ жергілікті жердің кедір-бұдырлығына, орографиясы мен жел жылдамдығының базалық мағынасына тәуелді v_b .

Секцияның жоғарғы белгісі бойынша қабылданатын түтінді секцияның әрбір секциясы үшін желдің орташа жылдамдығын анықтау үшін z (белгілері 4.570 м, 7.550 м және бұдан әрі 45.000 м белгісінде құбырдың жоғарғы шыңында), ал алаң үшін – алаң белгісі бойынша.

Жергілікті жердің типін (кедір-бұдырлығын) ескеретін типінің коэффициенті осы құралдың формуласы (2.4) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.570 м, өйткені $z = 4,570 \text{ м} < z_{min} = 5,0 \text{ м}$:

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) = 0,2154 \cdot \ln\left(\frac{5,0}{0,3}\right) = 0,606,$$

мұндағы жергілікті жердің коэффициенті k_r осы құралдың 2.4-кестесі бойынша жергілікті жердің типі III тең:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2154,$$

мұндағы $z_0 = 0,3$ қабылданды 2.4-кесте бойынша, ал $z_{0,ji} = 0,05 \text{ м}$.

белгілері үшін 7.550 м: $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2154 \cdot \ln\left(\frac{7,550}{0,3}\right) = 0,695;$

Баған секциясы үшін ұқсас есептелді: белг. үшін 10.530 м – $c_r(z) = 0,766$;

белг. үшін 13.510 м – $c_r(z) = 0,820$; белг. үшін 16.490 м – $c_r(z) = 0,863$;

белг. үшін 19.470 м – $c_r(z) = 0,899$; белг. үшін 22.450 м – $c_r(z) = 0,930$;

белг. үшін 25.430 м – $c_r(z) = 0,956$; белг. үшін 28.410 м – $c_r(z) = 0,980$;

белг. үшін 31.390 м – $c_r(z) = 1,002$; белг. үшін 34.370 м – $c_r(z) = 1,021$;

белг. үшін 37.350 м – $c_r(z) = 1,039$; белг. үшін 40.330 м – $c_r(z) = 1,056$;

белг. үшін 43.310 м – $c_r(z) = 1,071$; белг. үшін 45.000 м – $c_r(z) = 1,079$.

Тапсырмаға сәйкес, түтінді құбыр жердің тегіс бетінде орнатылған, сондықтан да орография $c_o(z) = 1,0$ коэффициентін қабылдай отырып, 2.3.1.1.9-тармақшасына сәйкес орографияның әсерін елемеуге болады.

Желдің орташа жылдамдығы $v_m(z)$ жердің бетіндегі биіктікте z осы құралдың формуласы (2.3) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.570 м: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,606 \cdot 1,0 \cdot 22,72 = 13,77 \text{ м/с}.$

Баған секциясы үшін ұқсас есептелді:

белг. үшін 7.550 м – $v_m(z) = 15,78 \text{ м/с}$; белг. үшін 10.530 м – $v_m(z) = 17,41 \text{ м/с}$;

белг. үшін 13.510 м – $v_m(z) = 18,63 \text{ м/с}$; белг. үшін 16.490 м – $v_m(z) = 19,61 \text{ м/с}$;

белг. үшін 19.470 м – $v_m(z) = 20,42 \text{ м/с}$; белг. үшін 22.450 м – $v_m(z) = 21,12 \text{ м/с}$;

белг. үшін 25.430 м – $v_m(z) = 21,73 \text{ м/с}$; белг. үшін 28.410 м – $v_m(z) = 22,27 \text{ м/с}$;

белг. үшін 31.390 м – $v_m(z) = 22,76 \text{ м/с}$; белг. үшін 34.370 м – $v_m(z) = 23,20 \text{ м/с}$;

белг. үшін 37.350 м – $v_m(z) = 23,61 \text{ м/с}$; белг. үшін 40.330 м – $v_m(z) = 24,00 \text{ м/с}$;

белг. үшін 43.310 м – $v_m(z) = 24,33 \text{ м/с}$; белг. үшін 45.000 м – $v_m(z) = 24,52 \text{ м/с}$.

Турбуленттілік қарқындылығы $I_v(z)$ осы құралдың формуласы (2.14) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.570 м, өйткені $z = 4,570 \text{ м} < z_{min} = 5,0 \text{ м}$:

$$I_v(z_{\min}) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{5,0}{0,3}\right)} = 0,355 ,$$

мұндағы турбуленттілік коэффициенті $k_i = 1,0$, ҚР ҚН EN 1991-1-4 сәйкес қабылданды.

$$\text{белгілері үшін } 7.550 \text{ м: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{7,55}{0,3}\right)} = 0,310 .$$

Баған секциясы үшін ұқсас есептелді: белг. үшін 10.530 м – $I_v(z) = 0,281$;
 белг. үшін 13.510 м – $I_v(z) = 0,263$; белг. үшін 16.490 м – $I_v(z) = 0,250$;
 белг. үшін 19.470 м – $I_v(z) = 0,240$; белг. үшін 22.450 м – $I_v(z) = 0,232$;
 белг. үшін 25.430 м – $I_v(z) = 0,225$; белг. үшін 28.410 м – $I_v(z) = 0,220$;
 белг. үшін 31.390 м – $I_v(z) = 0,215$; белг. үшін 34.370 м – $I_v(z) = 0,211$;
 белг. үшін 37.350 м – $I_v(z) = 0,207$; белг. үшін 40.330 м – $I_v(z) = 0,204$;
 белг. үшін 43.310 м – $I_v(z) = 0,201$; белг. үшін 45.000 м – $I_v(z) = 0,200$.

Жылдамдық ағынының ең жоғары мағынасы $q_p(z)$ осы құралдың формуласы (2.15) бойынша анықталады:

белгілері үшін 4.570 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,355) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 13,77^2 = 413,0 \text{ Н/м}^2 ,$$

мұндағы $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – ауаның тығыздығы.

Баған секциясы үшін ұқсас есептелді:

белг. үшін 7.550 м – $q_p(z) = 493,3 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 10.530 м – $q_p(z) = 562,1 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 13.510 м – $q_p(z) = 615,7 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 16.490 м – $q_p(z) = 660,3 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 19.470 м – $q_p(z) = 697,7 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 22.450 м – $q_p(z) = 730,9 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 25.430 м – $q_p(z) = 760,3 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 28.410 м – $q_p(z) = 786,7 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 31.390 м – $q_p(z) = 811,0 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 34.370 м – $q_p(z) = 833,0 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 37.350 м – $q_p(z) = 854,0 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 40.330 м – $q_p(z) = 872,6 \text{ Н/м}^2$;
 белг. үшін 43.310 м – $q_p(z) = 890,8 \text{ Н/м}^2$; белг. үшін 45.000 м – $q_p(z) = 900,8 \text{ Н/м}^2$.

Осы құралдың формуласы (2.18) бойынша жел жүктемесін анықтау үшін құралымдық элементті есептеу қажет c_{sd} (осы құралдың 2.3.1.1.13-тармақшасын қараңыз), ол үшін алдымен k_p , B және R параметрлері анықталады (осы құралдың 2.3.1.1.14-тармақшасын қараңыз).

Құралымдық коэффициент c_{sd} ҚР ҚН EN 1991-1-4 6.1-суретіне сәйкес тік құрылыстар үшін қабылданатын базалық биіктік үшін z_s , анықталады, ол тең:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 45,0 = 27,0 \text{ м},$$

мұндағы h – құрылыстың биіктігі.

Белгілері үшін 27.000 м, базалық биіктікке тең z_s анықталады:

– жергілікті жердің типін ескеретін коэффициент: $c_r(z) = 0,969$;

– желдің орташа жылдамдығы: $v_m(z) = 22,02 \text{ м/с}$;

– турбуленттілік қарқындылығы: $I_v(z) = 0,222$;

– жылдамдық ағынының ең жоғары биіктігі: $q_p(z) = 774,4 \text{ Н/м}^2$.

Осы құралдың 2.3.1.1.15-тармақшасына сәйкес 27.000 м белгілері үшін осы құралдың формуласы (2.23) бойынша есетелетін турбуленттілік ұзындықтары $L(z)$ масштабмен анықталады: $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,3) = 0,61$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{27,0}{200} \right)^{0,61} = 88,47 \text{ м},$$

мұндағы базалық биіктік $z_t = 200$ м, базалық масштаб ұзындықтары $L_t = 300$ м.

Негізгі өзінді иілушілік жиілік n_1 формула (2.30) бойынша 2.3.1.1.20 в)-тармақшасына сәйкес анықталады:

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{\text{eff}}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}} = \frac{1000 \cdot 2,1}{35^2} \cdot \sqrt{\frac{28380,0}{32050,0}} = 1,613, \text{ Гц}$$

мұндағы $\varepsilon_1 = 1000$ болат түтінді құбыр үшін;

$b = 2,1$ м – түтінді құбырдың жоғары диаметрі;

$h_{\text{eff}} = h_1 + h_2 / 3 = 30,0 + 15,0 / 3 = 35,0$ м;

$W_s = 28380,0$ кг – түтінді құбыр бағанының салмағы (құбырдың беріктігін жасайтын элемент);

$W_t = 32050,0$ кг – құбырдың жалпы салмағы (баспалдақтары мен алаңдарымен).

Жел күшінің спектральды тығыздығы функциясын анықтау үшін $S_L(z, n)$ өлшемсіз есептеу жүргізілуі тиіс $f_L(z, n)$ 27.000 м биіктігінде $n = n_1$ бойынша:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,613 \cdot 88,47}{22,02} = 6,481$$

Жел күшінің спектральды тығыздығы функциясы $S_L(z, n)$ осы құралдың формуласы (2.24) бойынша есептелуі немесе 2.7-суретіндегі кестесі бойынша анықталуы тиіс:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 6,481}{(1 + 10,2 \cdot 6,481)^{5/3}} = 0,040.$$

Фондық құрастырушы реакция B^2 осы құралдың формуласы (2.25) бойынша есептеледі:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{2,1 + 45,0}{88,47} \right)^{0,63}} = 0,623,$$

мұндағы $b = 2,1$ м және $h = 45,0$ м – желге перпендикулярлы бағыттағы құралымның ені мен биіктігі.

Резонансты құрастырушы реакцияны анықтау үшін R^2 27.000 м белгілері үшін осы құралдың 2.3.1.1.22-тармақшасы бойынша параметрлер есептеледі:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 45}{88,47} \cdot 6,481 = 15,163,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 2,1}{88,47} \cdot 6,481 = 0,708.$$

Аэродинамикалық өткізгіштік функциясы R_h және R_b негізгі иілушілік тербелістердің нысаны үшін осы құралдың формулалары (2.33) және (2.34) бойынша есептеледі:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{15,163} - \frac{1}{2 \cdot 15,163^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 15,163}) = 0,064;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,708} - \frac{1}{2 \cdot 0,708^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,708}) = 0,657.$$

Резонансты құрастырушыны анықтау үшін R^2 осы құралдың 2.3.1.1.23-тармақшасы бойынша анықталатын өшудің логаримикалық декрементін есептеу қажет.

Құралымдық өшірудің логарифмикалық декременті δ_s осы құралдың 2.7-кестесі бойынша қабылданады. Днефутерленген дәнекерленген болат түтінді құбыр үшін сыртқы оқшаулаусыз коэффициент тең: $\delta_s = 0,012$.

Аэродинамикалық өшудің логарифмикалық декрементін анықтау үшін δ_a ұзындық бірлігіне балама массаны анықтау қажет m_e , ол үшін тербелістердің негізгі нысанының параметрлері анықталады $\Phi_1(z)$.

Тербелістердің негізгі нысаны осы құралдың формуласы (2.39) бойынша анықталады:

$$\text{белгілері үшін } 4.570 \text{ м: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{4,57}{45}\right)^{2,0} = 0,011,$$

мұндағы $\zeta = 2,0$ – түтінді құбыр үшін.

Ұқсас есептелді:

белг. үшін 7.550 м – $\Phi_1(z) = 0,028$; белг. үшін 10.530 м – $\Phi_1(z) = 0,055$;

белг. үшін 13.510 м – $\Phi_1(z) = 0,090$; белг. үшін 16.490 м – $\Phi_1(z) = 0,134$;

белг. үшін 19.470 м – $\Phi_1(z) = 0,187$; белг. үшін 22.450 м – $\Phi_1(z) = 0,249$;

белг. үшін 25.430 м – $\Phi_1(z) = 0,319$; белг. үшін 28.410 м – $\Phi_1(z) = 0,398$;

белг. үшін 31.390 м – $\Phi_1(z) = 0,487$; белг. үшін 34.370 м – $\Phi_1(z) = 0,583$;

белг. үшін 37.350 м – $\Phi_1(z) = 0,689$; белг. үшін 40.330 м – $\Phi_1(z) = 0,803$;

белг. үшін 43.310 м – $\Phi_1(z) = 0,926$; белг. үшін 45.000 м – $\Phi_1(z) = 1,000$;

ұзындық бірлігіне балама массаны анықтау m_e осы құралдың формуласы (2.39) бойынша анықталады:

$$m_e = \frac{1007 \cdot 0,011^2 + 901,5 \cdot 0,028^2 + 819 \cdot 0,055^2 + 737 \cdot 0,09^2 + 679,5 \cdot 0,134^2 + 551 \cdot 0,187^2 + 565,5 \cdot 0,249^2 + 551 \cdot 0,319^2 + 565,5 \cdot 0,398^2 + 551 \cdot 0,487^2 + 565,5 \cdot 0,583^2 + 551 \cdot 0,689^2 + 565,5 \cdot 0,803^2 + 551 \cdot 0,926^2 + 565,5 \cdot 1,0^2}{0,011^2 + 0,028^2 + 0,055^2 + 0,09^2 + 0,134^2 + 0,187^2 + 0,249^2 + 0,319^2 + 0,398^2 + 0,487^2 + 0,583^2 + 0,689^2 + 0,803^2 + 0,926^2 + 1,0^2} = 549,0 \text{ кг/м}$$

2.3.1.1.27-тармақшасына сәйкес, массасы тегіс таралмаған консольды құрылыстар үшін балама масса m_e орта мағына арқылы жақын анықталуы тиіс m , ол құрылыстың үштен бірінде таралған $h_3 = h_1 / 3 = 30 / 3 = 10,0$ м:

$$m = 550,0 \text{ кг/м.}$$

Аэродинамикалық өшудің логарифмикалық декрементін анықтау үшін δ_a жел әрекеті бағытында c_f күш коэффициентінің мағынасы қажет.

Дөңгелек цилиндр үшін c_f күш коэффициенті (түтінді құбырдың қимасы) осы құралдың формуласы (2.47) бойынша анықталатын Рейнольдс Re санына тәуелді, ол формула бойынша анықталатын жылдамдықтың жоғарғы шетіне тәуелді:

а) құбырдың конустық бөлігі үшін (белгілері үшін 7.500 м): $b = 2,8$ м; $q_p = 492,3 \text{ Н/м}^2$

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 492,3}{1,25}} = 28,1 \text{ м/с.}$$

$$\text{Рейнольдс саны тең: } Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{2,8 \cdot 28,1}{15 \cdot 10^{-6}} = 5,3 \cdot 10^6,$$

мұндағы $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ – ауаның кинематикалық тұтқырлығы.

б) құбырдың цилиндрлік бөлігі үшін (белгілері үшін 30.000 м): $b = 2,1$ м; $q_p = 800,1 \text{ Н/м}^2$

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 800,1}{1,25}} = 35,8 \text{ м/с.}$$

$$\text{Рейнольдса саны тең: } Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{2,1 \cdot 35,8}{15 \cdot 10^{-6}} = 5,0 \cdot 10^6.$$

Осы құралдың 2.10-кестесі бойынша қабылданатын шашыратумен бояуға ұшыратылған беткі жағымен түтін құбыры үшін кедір-бұдырлыққа балама мағына: $k = 0,02$ мм.

Осы құралдың 2.3.1.2.6-тармақшасына сәйкес 2.16-суреті бойынша шеттерінің еркін ағуы үшін дөңгелек цилиндрдің $c_{f,0}$ күш коэффициенті анықталады:

а) құбырдың конустық бөлігі үшін (белгілері үшін 7.550 м):

$$k / b = 0,02 / 2800 = 7,14 \cdot 10^{-6}.$$

Осы мысалда 2.16-суретте берілген формула бойынша анықталған $c_{f,0}$ коэффициенті:

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k / b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re / 10^6)} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 7,14 \cdot 10^{-6})}{1 + 0,4 \cdot \log(5,3 \cdot 10^6 / 10^6)} = 0,62.$$

б) құбырдың цилиндрлік бөлігі үшін (30.000 м белгілері үшін):

$$k / b = 0,02 / 2100 = 9,52 \cdot 10^{-6}.$$

2.16-суретте берілген формула бойынша анықталған $c_{f,0}$ коэффициенті:

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 9,52 \cdot 10^{-6})}{1 + 0,4 \cdot \log(5,0 \cdot 10^6 / 10^6)} = 0,634.$$

Осы құралдың 2.12-кестесі бойынша тиімді иілушілік анықталады λ (ұзындығы $\ell = 45,0$ м және орташа диаметрі $b = 2,8$ м барлық түтін құбыры үшін):

– кезіндегі дөңгелек цилиндрлер үшін $\ell \geq 50,0$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell / b = 0,7 \cdot 45,0 / 2,8 = 11,3 < \lambda = 70$,

қабылданады $\lambda = 11,3$;

– кезіндегі дөңгелек цилиндрлер үшін $\ell < 15,0$ м, $\lambda = \ell / b = 45,0 / 2,8 = 16,1 < \lambda = 70$,

қабылданады $\lambda = 16,1$;

$\ell = 45,0$ м ұзындықтары үшін интерполяция бойынша тиімді иілушілік анықталады: $\lambda = 12,0$.

Осы құралдың 2.22-суретіндегі кесте бойынша тұтастылық коэффициенті үшін тиімді иілушілік үшін $\lambda = 12,0$ соңғы әсерді ψ_λ есепке алатын коэффициенттің мағынасы анықталады $\varphi = 1$:

$$\psi_\lambda = 0,72.$$

Түтін құбырының конустық бөлігі үшін c_f күш коэффициенті осы құралдың формуласы (2.51) бойынша 2.3.1.2.6-тармақшаға сәйкес есептеледі

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,62 \cdot 0,72 = 0,446.$$

Түтін құбырының цилиндрлік бөлігі үшін c_f күш коэффициенті:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,634 \cdot 0,72 = 0,456$$

Аэродинамикалық өшудің логарификалық декременті δ_a осы құралдың (2.38) формуласы бойынша есептеледі (құралымдық коэффициент үшін күш коэффициенті қабылданды $c_f = 0,456$ цилиндрлік бөлік үшін – белгілері үшін 27.000 м):

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{0,456 \cdot 1,25 \cdot 2,1 \cdot 22,02}{2 \cdot 1,613 \cdot 550,0} = 0,015.$$

Есептелетін түтін құбыры үшін тербелістерді өшіру үшін құрылғы қолданылмайды, сондықтан да $\delta_d = 0$.

Түтін құбыры үшін логарификалық өшіру декременті δ осы құралдың (2.35) формуласына сәйкес тең:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,012 + 0,015 = 0,027;$$

Резонансты құрастырушы реакция R^2 осы құралдың (2.32) формуласы бойынша анықталады:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,027} \cdot 0,04 \cdot 0,064 \cdot 0,657 = 0,307$$

Шығатын ағынның жиілігі ν осы құралдың (2.27) формуласы бойынша анықталады:

$$\nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,613 \cdot \sqrt{\frac{0,307}{0,623 + 0,307}} = 0,926 \text{ Гц}.$$

Ең жоғары коэффициент k_p осы құралдың (2.26) формуласы бойынша анықталады (коэффициентті осы құралдың 2.8-суреті бойынша анықтауға болады):

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,926 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,926 \cdot 600)}} = 3,724$$

Құралымдық коэффициент $c_s c_d$ осы құралдың (2.20) формуласы бойынша анықталады:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,724 \cdot 0,222 \cdot \sqrt{0,623 + 0,307}}{1 + 7 \cdot 0,222} = 1,015$$

C1 секциясы үшін түтін құбырының базалық ауданы $b = 3,29$ м және ұзындығы $L = 4,57$ м кезінде тең:

$$A_{\text{ref}} = b \cdot L = 3,29 \cdot 4,57 = 15,03 \text{ м}^2.$$

Түтін құбырының C1 төменгі секциясына әсер ететін жел жүктемесі (сипаттамалық мағынасы) осы құралдың (2.18) формуласы бойынша анықталады:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{ref}} = 1,015 \cdot 0,446 \cdot 413,3 \cdot 15,03 = 2812,0 \text{ Н}$$

Желдің әсері үшін жеке коэффициент құралым сенімділігінің 2 класы үшін осы құралдың 11.2-кестесіне сәйкес тең $\gamma_Q = 1,4$. Сондықтан желді басым ауыспалы әсер ретінде ескере отырып ҚР ҚН EN 1990 А1-қосымшасына сәйкес, әсер ету комбинациясы үшін желдің есептік жүктемесін алынған сипаттамалық мағынаны осы коэффициентке көбейту арқылы аламыз.

Түтін құбырының C1 төменгі секциясына әсер ететін есептік жел жүктемесі, тең:

$$F_{w1} = 2812,0 \cdot 1,4 = 3937,0 \text{ Н}.$$

Басқа секциялар үшін құбыр бағанына желдің есептік жүктемесі ұқсас есептеледі:

секциясы үшін C2 – $F_w = 2657,0$ Н; секциясы үшін C3 – $F_w = 2758,0$ Н;

секциясы үшін C4 – $F_w = 2710,0$ Н; секциясы үшін C5 – $F_w = 2660,0$ Н;

секциясы үшін C6 – $F_w = 2724,0$ Н; секциясы үшін C7 – $F_w = 2860,0$ Н;

секциясы үшін C8 – $F_w = 2982,0$ Н; секциясы үшін C9 – $F_w = 3093,0$ Н;

секциясы үшін C10 – $F_w = 3195,0$ Н; секциясы үшін C11 – $F_w = 3289,0$ Н;

секциясы үшін C12 – $F_w = 3380,0$ Н; секциясы үшін C13 – $F_w = 3452,0$ Н;

секциясы үшін C14 – $F_w = 3532,0$ Н; секциясы үшін C15 – $F_w = 2026,0$ Н;

жүктеме құбырдың бағаны ұзындығы бойынша есептеледі, сондықтан да C1 секциясы үшін түтін құбыры бағанының желдің есептік таратылған жүктемесі C1 тең:

$$q_w = F_{w1} / L_1 = 3937,0 / 4,57 = 860,0 \text{ Н/м}.$$

Басқа секциялар үшін түтін құбырының бағанына желдің есептік таратылған жүктемесі ұқсас есептеледі:

секциясы үшін C2 – $q_w = 892,0$ Н/м;

секциясы үшін C3 – $q_w = 926,0$ Н/м;

секциясы үшін C4 – $q_w = 909,0$ Н/м;

секциясы үшін C5 – $q_w = 892,0$ Н/м;

секциясы үшін C6 – $q_w = 914,0$ Н/м;

секциясы үшін C7 – $q_w = 960,0$ Н/м;

секциясы үшін $C8 - q_w = 1001,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C10 - q_w = 1072,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C12 - q_w = 1134,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C14 - q_w = 1185,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C9 - q_w = 1038,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C11 - q_w = 1104,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C13 - q_w = 1158,0 \text{ Н/м}$;

секциясы үшін $C15 - q_w = 1200,0 \text{ Н/м}$;

Аталған мысалда көмекші элементтер (баспалдақтар және алаңдар) үшін жел жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ осы құралдың 2.3.1.4.6-тармақшасы бойынша анықталады.

Осы құралдың 2.13-кестесі бойынша қабылданатын жалпы қалыпты күштің $c_{f,A,0}$ коэффициенттері:

– илемді элементтер үшін (бұрыштар $\angle 75 \times 6$ және табақ $-40 \times 4 \text{ мм}$) – $c_{f,A,0} = 2,0$;

– дөңгелек қима элементтері үшін (Баспалдақтары $\bullet \varnothing 20 \text{ мм}$) – $c_{f,A,0} = 1,2$;

Жалпы қалыпты күштің коэффициенттерін $c_{f,A,0}$ осы құралдың 2.3.1.2.3 және 2.3.1.2.6 – тармақшалары бойынша анықтауға болады.

Элементтердің бойлықты осіне жел көлбеулігінің бұрышы: $\psi = 90^\circ$ және $\sin^2 \psi = 1$.

Баспалдақ элементтері үшін көлеңкені есепке алу коэффициенті: $K_A = 0,8$ (осы құралдың 2.14-кестесіне сәйкес).

Осы құралдың формуласы (2.68) бойынша желдің баспалдаққа бүйір бағыты кезінде баспалдақ үшін жел жүктемесінің $c_{f,A}$ коэффициенті анықталады (желдің тік бағыт аз мағына береді).

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = (1 \cdot 2 \cdot 0,075 \cdot 8,0 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,075 \cdot 8,0 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 6,0 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 6,0 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11) / 2,296 = 1,8$$

мұндағы баспалдақ және қоршау элементтерінің қимасы және олардың желдің баспалдаққа бүйір бағыты кезіндегі ұзындығы (алаңдар арасында $8,0 \text{ м}$ қашықтық үшін) мынадай:

– Бағандар: бұрыш $\angle 75 \times 6 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell = 8,0 \text{ м}$; саны 2 дана;

– Қоршауы: $-40 \times 4 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell_1 = 6,0 \text{ м}$; саны 2 дана;

– Қоршауы: $-40 \times 4 \text{ мм}$; ұзындығы $\ell_2 = 0,7 \text{ м}$; саны 11 дана;

$\Sigma A = 0,075 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,04 \cdot 6,0 \cdot 2 + 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11 \cdot 2 = 2,296 \text{ м}^2$ – баспалдақ элементтерінің ауданы.

Баспалдаққа таратылған есептік жел жүктемесі (желдің баспалдаққа бүйір бағыты кезінде) белгілері үшін $0.000 \div 11.000 \text{ м}$ тең:

$$q_{w,\text{лест}} = c_s c_d \cdot c_{f,A} \cdot q_p(z) \cdot \Sigma A \cdot \gamma_Q / L_{\text{лест}} = 1,015 \cdot 1,8 \cdot 572,0 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 420,0 \text{ Н/м},$$

мұндағы $\gamma_Q = 1,4$ – желдің әсері үшін жеке коэффициент;

$q_p(z) = 572,0 \text{ Н/м}^2$ – Жылдамдық ағынының ең жоғары мағынасы белгілері үшін 11.000 м .

Белгілері үшін $11.000 \div 19.000 \text{ м}$ $c_{q_p}(z) = 692,0 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 692,0 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 493,0 \text{ Н/м}.$$

Белгілері үшін $19.000 \div 27.000 \text{ м}$ $c_{q_p}(z) = 774,4 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 774,4 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 550,0 \text{ Н/м}.$$

Белгілері үшін $27.000 \div 35.000 \text{ м}$ $c_{q_p}(z) = 837,6 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 837,6 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 596,0 \text{ Н/м}.$$

Белгілері үшін $35.000 \div 43.000 \text{ м}$ $c_{q_p}(z) = 889,4 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 889,4 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 633,0 \text{ Н/м}.$$

Жел жүктемесінің баспалдаққа орталықтан тыс (құбыр орталығына қатысты) қосымшасы айналатын сәтті анықтайды (эксцентриситеті үшін $e = 1,6 \text{ м}$).

Белгілеріне дейін 11.000 м секцияның әрбір деңгейіндегі сәт тең:

$$M_w = q_{w, \text{лест}} \cdot h \cdot e = 407,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 1940 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Белгілеріне дейін 19.000 м секцияның әрбір деңгейіндегі сәт тең:

$$M_w = q_{w, \text{лест}} \cdot h \cdot e = 493,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2350 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Белгілеріне дейін 27.000 м секцияның әрбір деңгейіндегі сәт тең:

$$M_w = q_{w, \text{лест}} \cdot h \cdot e = 550,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2622 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Белгілеріне дейін 35.000 м секцияның әрбір деңгейіндегі сәт тең:

$$M_w = q_{w, \text{лест}} \cdot h \cdot e = 596,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2842 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Белгілеріне дейін 43.000 м секцияның әрбір деңгейіндегі сәт тең:

$$M_w = q_{w, \text{лест}} \cdot h \cdot e = 633,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 3018 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Осықұралдың формуласы (2.68) бойынша 43.000 м белгісіндегі алаң үшін жел жүктемесінің коэффициенті $c_{f,A}$ баспалдақтарға ұқсас анықталады (элемент қимасы және ұзындықтары төменде берілген).

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = (1 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 4,74 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 2,89 + 1 \cdot 2 \cdot 0,05 \cdot 1,2 \cdot 15 + 1 \cdot 2 \cdot 0,05 \cdot 4,74 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 4,74 + 1 \cdot 2 \cdot 0,14 \cdot 4,74) / 2,91 = 1,95$$

мұндағы алаң элементінің қимасы:

– Арқалықтар: швеллер [12; жинақ ұзындықтары $\ell_1 = 4,74$ м және $\ell_2 = 2,89$ м; саны по 1 дана;

– Қоршауы: бұрыш $\angle 50 \times 5$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 1,2$ м; саны 15 дана;

– Қоршауы: бұрыш $\angle 50 \times 5$ мм; ұзындығы $\ell_1 = 4,74$ м; саны 1 дана;

– Қоршауы: -40×4 мм; ұзындығы $\ell = 4,74$ м; саны 1 дана;

– Қоршауы: -140×4 мм; ұзындығы $\ell = 4,74$ м; саны 1 дана;

$\Sigma A = 0,12 \cdot (4,74 + 2,89) + 0,05 \cdot 1,2 \cdot 15 + 0,05 \cdot 4,74 + 0,04 \cdot 4,74 + 0,14 \cdot 4,74 = 2,91 \text{ м}^2$ – алаң элементтерінің ауданы.

43.000 м белгісіндегі есептік жел жүктемесі тең:

$$F_{w, \text{пл}} = c_s c_d \cdot c_{f,A} \cdot q_p(z) \cdot \Sigma A \cdot \gamma_Q = 1,015 \cdot 1,95 \cdot 889,4 \cdot 2,91 \cdot 1,4 = 7170,0 \text{ Н},$$

мұндағы $q_p(z) = 889,4 \text{ Н/м}^2$ – жылдамдық ағынының ең жоғары мағынасы белгілері үшін 43.000 м.

45.000 м белгісінде ауыспалы алаңдар мен сақинасы бар найзағай әкеткіш үшін есептік жел жүктемесі ұқсас анықталады:

– белгісі 11.000 м: $F_{w, \text{пл}} = 1020,0 \text{ Н}$;

– белгісі 19.000 м: $F_{w, \text{пл}} = 1230,0 \text{ Н}$;

– белгісі 27.000 м: $F_{w, \text{пл}} = 1376,0 \text{ Н}$;

– белгісі 35.000 м: $F_{w, \text{пл}} = 1490,0 \text{ Н}$;

– белгісі 45.000 м: $F_{w, \text{пл}} = 440,0 \text{ Н}$.

Жоғарыда есептелген тұрақты және есептік жел жүктемелері түтін құбырының бағаны мен алаңы бар баспалдақтарға есепте беріледі.

В.1.3 Құралымның есебі

Түтінді құбыр есебі нәтижесінде құбыр қаптамасының элементтерінде кернеудің мағынасына қол жеткізе отырып, түпкілікті элементтердің (тілімше, көлемді элементтер) әртүрлі типтерін қолдана отырып компьютерлік бағдарламалар көмегімен кеңістік сызбасы бойынша орындалуы мүмкін.

Осы мысалда ауыспалы беріктіктің сақиналы қимасының өзегі түрінде түтін құбырының

есеп орындалды және түтін құбырының қаптамасы тексерілетін күш алынды. Есеп өзіндік салмаққа (В.1.2.1-тармақшасын қараңыз) және жел әсеріне (В.1.2.2-тармақшасын қараңыз) тұрақты жүктеменің әсеріне орындалды.

Төменде күшті есептеу нәтижесінде алынған түтін құбыры цилиндрлік бөлігі қаптамасының беріктігі мен тұрақтылығын тексеру берілген (әсер ету) секциясы үшін С5 16.490 м белгісінде):

- бойлықты (остік) күш – $F_x = 186200,0 \text{ Н}$;
- жалпы иілуші сәт – $M = 918000,0 \text{ Н·м}$;
- көлденең қозғалатын күш – $V = 57620,0 \text{ Н}$;
- жалпы шырығатын сәт – $M_t = 2350,0 \text{ Н·м}$.

В.1.4 Құбыр қаптамасы материалының сипаттамасы және қауіпсіздіктің жеке коэффициенттері

Түтін құбыры бағаны үшін EN 10025-2 бойынша S275JR табақты болат пайдаланылады.

Әкетілетін түтінді газдың температурасы үшін $+200^\circ\text{C}$, мысалы қабылданған, 12.1 және 12.2-кестелеріне сәйкес, S275JR болат үшін аққыштық шегінің сипаттамалық мағынасы $f_{yk} = 185 \text{ Н/мм}^2$ тең болды және серпімділік модулінің сипаттамалық мағынасы тең $E = 2,025 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$.

Осы құралдың 15.1-бөлімшесіне сәйкес қауіпсіздіктің жеке коэффициенті γ_m қабылданды:

- жалпы немесе жергілікті бойлықты иілушілік болмаған кезде аққыштық шегі бойынша орнатылатын қарсылықты анықтаған кезде – $\gamma_{m0} = 1,0$;
- жалпы немесе жергілікті бойлықты иілушілік болмаған кезде аққыштық шегі бойынша орнатылатын қарсылықты анықтаған кезде – $\gamma_{m0} = 1,1$.

Есептер (түтін құбырының беріктігі және тұрақтылығы) тоттанудан шығын шамасына кішірейтілген қабырғаның қалыңдығы үшін орындалады.

В.1.5 Түтінді құбыр қаптамасының тұрақтылығын тексеру

Осы құралдың 14.2.1-тармағына сәйкес осы құралдың формуласы (14.1) бойынша қабық әсері ескерілмейтін талаптың орындалуы тексеріледі (яғни құбырды бірыңғай баған деп есептеуге болады):

– түтін құбырының барлық ұзындығы бойынша:

$$\ell / r_m = 45,0 / 1,404 = 32,1 < 0,14 \cdot r_m / t + 10 = 0,14 \cdot 1,404 / 0,008 + 10 = 34,6$$

– түтін құбырының цилиндрлік бөлігі үшін:

$$\ell / r_m = 30,0 / 1,053 = 28,5 < 0,14 \cdot r_m / t + 10 = 0,14 \cdot 1,0535 / 0,007 + 10 = 31,1$$

Тармақ талаптарының орындалмауына байланысты, онда ҚР ҚН EN 1993-1-6-талаптарына сәйкес құбырды қаптама ретінде есептеу керек.

Жел қысымының сақиналы иілуші сәттерді m_y ескермеуге болатын осы тармақтың жағдайын тексеру осы құралдың формуласына (14.3) сәйкес орындалады.

– құбырдың конустық бөлігі үшін: орташа радиус $r_m = 1404 \text{ мм}$; $t = 9 \text{ мм}$

$$r_m / t = 1404 / 9 = 156 < 160 ;$$

– құбырдың цилиндрлік бөлігі үшін: орташа радиус $r_m = 1053,5 \text{ мм}$; $t = 7 \text{ мм}$

$$r_m / t = 1053,5 / 7 = 150,5 < 160 ;$$

Формуланың (14.3) талаптары орындалатындықтан, сондай-ақ жел жылдамдығының базалық мағынасы 25 м/сек аспайтын болса, онда осы құралдың 14.2.1-тармағына сәйкес жел қысымы салдарынан сақиналы иілуші сәттерді ескермеуге болады.

Түтін құбыры қаптамасының беріктігін тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-6 6-тармағына сәйкес пластикалық бойынша сындарлы шекті жағдай орындалады (LS1).

Сындарлы шекті жағдайды тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-6 А-қосымшасына сәйкес анықталатын мембраналық кернеулерді қолдана отырып орындалады.

16.490 м белгісінде С5 секциясы үшін қиманы тексеру осы мысалдың В.1.3-тармағында берілген күштермен орындалады.

Бекітілмеген цилиндрлік қаптамалар үшін меридиональды (остік) мембраналық кернеу ҚР ҚН EN 1993-1-6 А.2-кіші тарауы бойынша анықталады:

$$\text{Остік күштен: } \sigma_x = \frac{F_x}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot t} = \frac{186300,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 1053,5 \cdot 7} = 4,02 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\text{Жалпы иілуші сәттен: } \sigma_x = \frac{M}{\pi \cdot r^2 \cdot t} = \frac{918000000,0}{3,14 \cdot 1053,5^2 \cdot 7} = 37,63 \text{ Н/мм}^2.$$

Бекітілмеген цилиндрлік қаптамалар үшін мембраналық қатысты кернеу ҚР ҚН EN 1993-1-6 А.2-кіші тарауы бойынша анықталады :

$$\text{Жалпы айналатын сәттен: } \tau = \frac{M_t}{2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot t} = \frac{2350000,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 1053,5^2 \cdot 7} = 0,05 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\text{Көлденең қозғалушы күштен: } \tau_{\max} = \frac{V}{\pi \cdot r \cdot t} = \frac{57620,0}{3,14 \cdot 1053,5 \cdot 7} = 2,49 \text{ Н/мм}^2.$$

Сақиналы кернеуді анықтау үшін σ_θ түтін құбырының қаптамасында, сыртқы жел жүктемесінің нәтижесінде туындайтын қысымның тегіс емес таралуы q_w , ҚР ҚН EN 1993-1-6 D.1.3.2-кіші тармағына сәйкес балама тегіс сыртқы қысыммен алмасады.

Жел жүктемесінің құбырға сыртқы қысымын тегіс таратуды есепке алу коэффициенттері осы құралдың 2.3.1.2.5-тармақшасы бойынша анықталады.

Осы құралдың формуласына (2.49) сәйкес бұрыш үшін $\alpha = 0^\circ$ сыртқы қысым коэффициенті $c_{p,0 \max} = 1,0$ және түпкілікті әсерді ескеретін коэффициент $\psi_{\lambda a} = 1$.

Сыртқы қысым коэффициенті c_{pe} осы құралдың формуласы (2.48) бойынша анықталады:

$$\text{Бұрыш үшін } \alpha = 0^\circ: c_{pe} = c_{p0} \cdot \psi_{\lambda a} = 1,0.$$

Бұрыш үшін $\alpha = 0^\circ$ ҚР ҚН EN 1991-1-4 формуласына (5.1) сәйкес ең жоғары жел қысымы $q_{w, \max}$ анықталады, 45.000 м белгілері үшін осы құралдың 14.2.1-тармағына сәйкес:

$$q_{w, \max} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 900,8 \cdot 1,0 = 900,8 \text{ Н/м}^2.$$

Балама тегіс сыртқы жел қысымы формула (D.28) ҚР ҚН EN 1993-1-6 бойынша анықталады:

$$q_{eq} = k_w \cdot q_{w, \max} = 0,504 \cdot 900,8 = 454,0 \text{ Н/м}^2 = 0,00046 \text{ Н/мм}^2,$$

формула (D.29) ҚР ҚН EN 1993-1-6 бойынша анықталатын мұндағы коэффициент k_w , тең:

$$k_w = 0,46 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{C_Q}{\omega} \cdot \frac{r}{t}} \right) = 0,46 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{1,0}{163} \cdot \frac{1053,5}{7}} \right) = 0,504,$$

мұндағы өлшеусіз ұзындықтар параметрлері ω формула (D.1) ҚР ҚН EN 1993-1-6 бойынша анықталады:

$$\omega = \frac{\ell}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{14000}{\sqrt{1053,5 \cdot 7}} = 163;$$

ℓ – беріктік сақиналары арасындағы цилиндрлік қаптаманың ұзындығы;

$C_Q = 1,0$ – BC2 және BC2 шектеулі талаптарымен 3 жағдай үшін D.3 ҚР ҚН EN 1993-1-6 кестесі бойынша қабылданған коэффициент (ұзын, сақиналармен бекітілген цилиндр секциясы үшін).

Тапсырма бойынша құбырда ыдырату бар $q_s = 300 \text{ Па} = 0,03 \text{ Н/мм}^2$.

Формулаға (D.30) ҚР ҚН EN 1993-1-6 сәйкес сақиналы кернеу σ_θ тең:

$$\sigma_\theta = (q_{eq} + q_s) \cdot \left(\frac{r}{t} \right) = (0,00046 + 0,03) \cdot \left(\frac{1053,5}{7} \right) = 4,58 \text{ Н/мм}^2.$$

Формуласы (6.2) ҚР ҚН EN 1993-1-6 бойынша анықталатын Мизес қорының балама есептік кернеуі тең:

$$\begin{aligned} \sigma_{eq,Ed} &= \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot (\tau_{x\theta,Ed}^2)} = \\ &= \sqrt{(4,02 + 37,63)^2 + 4,58^2 - (4,02 + 37,63) \cdot 4,58 + 3 \cdot (2,49 + 0,05)^2} = 39,8 \text{ Н/мм}^2 \end{aligned}$$

ҚР ҚН EN 1993-1-6 6.2.2-тармағының формуласы (6.5) бойынша анықталатын қарсылықтың есептік шамасы:

$$f_{eq,Rd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 185,0 / 1,0 = 185,0 \text{ Н/мм}^2$$

6.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-6-тармағына сәйкес беріктікті тексеру кезінде есептік кернеулер (6.6) ҚР ҚН EN 1993-1-6 формуласының талаптарын қанағаттандыруы тиіс:

$$\sigma_{eq,Ed} = 39,8 \text{ Н/мм}^2 < f_{eq,Rd} = 185,0 \text{ Н/мм}^2$$

6.2.3 ҚР ҚН EN 1993-1-6-тармағының талаптары орындалады, қаптаманың беріктігі қамтамасыз етілген.

Түтін құбыры бағанының цилиндрлік бөлігінің басқа қималары үшін пластикалық LS1 (беріктік) бойынша шекті жағдай ұқсас орындалады.

В.1.6 Түтінді құбыр қаптамасының тұрақтылығын тексеру

Түтінді құбыр қаптамасының беріктігін тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-6 8-тарауына сәйкес орындалады – бойлықты тұрақтылықты жоғалту бойынша шекті жағдай (LS3).

16.490 м белгісінде тұтын құбырының тексерілетін қимасы үшін әрекет етуші кернеудің шекті мағынасы осы мысалдың В.1.5-тармағында анықталған:

$$\sigma_{x,Ed} = \sigma_{x,Ed,N} + \sigma_{x,Ed,M} = 4,02 + 37,63 = 41,65 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{\theta,Ed} = 4,58 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\tau_{x\theta,Ed} = 2,49 + 0,05 = 2,54 \text{ Н/мм}^2.$$

Төменде 8-бөлім мен ҚР ҚН EN 1993-1-6 D-қосымшасы бойынша анықталатын бойлықты беріктікті жоғалту кезінде көтерушілік қабілетті (қарсылықты) есептеу берілген (төменде берілген барлық формулалар және кестелерге сілтемелер осы нормалар бойынша берілген).

Түтін құбырының қарастырылатын бөлігі үшін шекті жағдай (ұзын, сақиналармен бекітілген цилиндр секциясы үшін) – BC2 және BC2.

Сапаның қабылданған класы дайындауға рұқсат беру – класс А.

В.1.6.1 Бойлықты иілу кезіндегі есептік меридиональды кернеу

D.1.2 ҚР ҚН EN 1993-1-6-тармағы бойынша қабырғасының тұрақты қалыңдығымен бекітілмеген цилиндрлік қаптамалар үшін анықталатын есептік меридиональды кернеуді анықтау үшін алдымен бойлықты иілу кезінде серпімді сындарлы кернеу есептеледі.

Өлшеусіз ұзындықтар параметрлері ω формула (D.1) бойынша анықталады:

$$\omega = \frac{\ell}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{14000}{\sqrt{1053,5 \cdot 7}} = 163 ,$$

мұндағы ℓ – беріктік сақиналары арасындағы цилиндрлік қаптаманың ұзындығы.

Өйткені формулаға сәйкес (D.7): $\omega = 163 > 0,5 \cdot \frac{r}{t} = 0,5 \cdot \frac{1053,5}{7} = 75,3 ,$

Онда түтін құбырының тексерілетін бөлігі ұзын цилиндрлерге жатады, олар үшін:

$$C_x = C_{x,N}.$$

Келесі шамалардың ең ірісімен $C_{x,N}$ коэффициенті қабылданады: $C_{x,N} = 0,6$ және формула (D.9) бойынша есептелген:

$$C_{x,N} = 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \cdot \left[1 - 2 \cdot \omega \cdot \frac{t}{r} \right] = 1 + \frac{0,2}{1} \cdot \left[1 - 2 \cdot 163 \cdot \frac{7}{1053,5} \right] = 0,77 ,$$

мұндағы C_{xb} шекте талаптарға тәуелді түрде D.1-кестесі бойынша қабылданады.

Есепке қабылданады: $C_x = C_{x,N} = 0,77$.

Серпімді сындарлы меридиональды кернеу бойлықты иілу кезінде формула (D.2) бойынша есептеледі:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 \cdot E \cdot C_x \cdot \frac{t}{r} = 0,605 \cdot 202500 \cdot 0,77 \cdot \frac{7}{1053,5} = 626,8 \text{ Н/мм}^2 .$$

Бойлықты иілудің меридиональды параметрлері D.1.2.2-тармақшасы бойынша анықталады.

Меридиональды серпімді ақаудан нысанның өзгерісін есепке алатын коэффициент α_x формула (D.14) бойынша анықталады:

$$\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (\Delta w_k / t)^{1,44}} = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (2,15 / 7)^{1,44}} = 0,46 ,$$

мұндағы ақаудың сипаттамалық амплитудасы Δw_k формула (D.15) бойынша есептелген:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t = \frac{1}{40} \cdot \sqrt{\frac{1053,5}{7}} \cdot 7 = 2,15 ,$$

мұндағы Q – класс сапасына тәуелді түрде D.2-кестесі бойынша қабылданатын меридиональды сығылу бойынша дайындау сапасының параметрі: А класы үшін – $Q = 40$.

Майысу шегі бойынша шартты меридиональды иілушілік тең: $\bar{\lambda}_{x,0} = 0,20$.

Пластикалық шегінің коэффициенті тең: $\beta = 0,60$.

Өзара іс-әрекет дәрежесінің көрсеткіші тең: $\eta = 1,0$.

Өйткені $\frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,03 \cdot \frac{E}{f_{yk}} = 0,03 \cdot \frac{202500}{185} = 32,8$, (яғни формуланың (D.18) талабы

орындалмайды), онда құбыр қаптамасын меридиональды бойлықты иілушілікке тексеру қажет.

Шартты меридиональды иілушілік пластикалықтың шегі бойынша p формула (8.16) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} = \sqrt{\frac{0,46}{1 - 0,6}} = 1,072$$

Қаптаманың шартты меридиональды иілушілігі формула (8.17) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{x,Rcr}} = \sqrt{185 / 626,8} = 0,543$$

Қаптаманың меридиональды иілушілігі үшін бойлықты тұрақтылықты χ_x жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент $\bar{\lambda}_x = 0,543$ $\bar{\lambda}_{x,0} < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_p$ үшін формула (8.14) бойынша анықталады:

$$\chi_x = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_{x,0}}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{x,0}} \right)^\eta = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{0,543 - 0,2}{1,072 - 0,2} \right)^1 = 0,764.$$

Бойлықты тұрақтылықты жоғалту кезінде сипаттамалық меридиональды кернеу формула (8.12) бойынша анықталады:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_{yk} = 0,764 \cdot 185 = 141,3 \text{ Н/мм}^2.$$

Бойлықты тұрақтылықты жоғалту кезінде сипаттамалық меридиональды кернеу формула (8.11) бойынша анықталады:

$$\sigma_{x,Rd} = \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1} = 141,3 / 1,1 = 128,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Меридиональды кернеу үшін тексеру формула (8.18) бойынша анықталады:

$$\sigma_{x,Ed} = 41,65 \text{ Н/мм}^2 < \sigma_{x,Rd} = 128,5 \text{ Н/мм}^2$$

В.1.6.2 Бойлықты иілу кезіндегі есептік сақиналы кернеу

Есептік сақиналы кернеуді анықтау үшін алдымен сындарлы кернеу есептеледі. Серпімді сындарлы сақиналы кернеу бойлықты иілу кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-6 D.1.3-тармағы бойынша қабырғаның тұрақты қалыңдығымен бекітілмеген цилиндрлік қаптамалар үшін анықталады.

Өлшеусіз ұзындықтар параметрлері $\omega = 163$ осы мысалдың В.1.6.1-тармақшасында анықталған.

$$\text{Параметрі анықталады } \frac{\omega}{C_\theta} = \frac{163}{1,0} = 163,$$

мұндағы коэффициент $C_\theta = 1,0$ қабылданады қабылданған шекті жағдайлар BC2 және BC2 үшін D.3-кестесі бойынша (көрсетілген кестедегі 3 жағдай).

$$\text{Өйткені формулаға сәйкес (D.20): } 20 < \frac{\omega}{C_\theta} = 163 < 1,63 \cdot \frac{r}{t} = 1,63 \cdot \frac{1053,5}{7} = 245,3,$$

Онда түтінді құбырдың тексерілетін бөлігі орташа ұзындықтағы цилиндрлерге жатады, олар үшін серпімді сақиналы сындарлы кернеу бойлықты иілу кезінде формула (D.21) бойынша анықталады:

$$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92 \cdot E \cdot \left(\frac{C_\theta}{\omega} \right) \cdot \left(\frac{t}{r} \right) = 0,92 \cdot 202500 \cdot \left(\frac{1}{163} \right) \cdot \left(\frac{7}{1053,5} \right) = 7,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Бойлықты иілудің сақиналы параметрлері D.1.3.2-тармақшасы бойынша анықталады.

Сақиналы серпімді ақаудан форманың өзгерісін ескеретін коэффициент α_θ сапа класына тәуелді түрде D.5-кестесі бойынша қабылданады: А класы үшін - $\alpha_\theta = 0,75$.

Майысу шегі бойынша шартты сақиналы иілушілік тең: $\bar{\lambda}_{\theta,0} = 0,40$.

Пластикалық шегінің коэффициенті тең: $\beta = 0,60$.

Өзара іс-әрекет дәрежесінің көрсеткіші тең: $\eta = 1,0$.

$$\text{Өйткені } \frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,21 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{202500}{185}} = 6,95, \text{ (яғни формуланың (D.27))}$$

талабы орындалмайды), онда құбыр қаптамасын меридиональды бойлықты иілушілікке тексеру қажет.

Шартты сақиналы иілушілік пластикалықтың шегі бойынша п формула (8.16) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} = \sqrt{\frac{0,75}{1-0,6}} = 1,37$$

Қаптаманың шартты сақиналы иілушілігі формула (8.17) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{\theta, Rcr}} = \sqrt{185 / 7,6} = 4,934$$

Қаптаманың сақиналы иілушілігі үшін бойлықты тұрақтылықты χ_χ жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент $\bar{\lambda}_\theta = 4,934$ $\bar{\lambda}_p < \bar{\lambda}_\theta$ үшін формула (8.15) бойынша анықталады:

$$\chi_\theta = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{0,75}{4,934^2} = 0,031.$$

Бойлықты тұрақтылықты жоғалту кезінде сипаттамалық сақиналы кернеу формула (8.12) бойынша анықталады:

$$\sigma_{\theta, Rk} = \chi_\theta \cdot f_{yk} = 0,031 \cdot 185 = 5,74 \text{ Н/мм}^2.$$

Бойлықты тұрақтылықты жоғалту кезінде сипаттамалық сақиналы кернеу формула (8.11) бойынша анықталады:

$$\sigma_{\theta, Rd} = \sigma_{\theta, Rk} / \gamma_{M1} = 5,74 / 1,1 = 5,2 \text{ Н/мм}^2.$$

Сақиналы кернеу үшін тексеру формула (8.18) бойынша анықталады:

$$\sigma_{\theta, Ed} = 4,58 \text{ Н/мм}^2 < \sigma_{\theta, Rd} = 5,2 \text{ Н/мм}^2$$

В.1.6.3 Бойлықты иілу кезіндегі есептік қатысты кернеу

Есептік сақиналы кернеуді анықтау үшін алдымен сындарлы кернеу есептеледі. Серпімді сындарлы сақиналы кернеу бойлықты иілу кезінде ҚР ҚН EN 1993-1-6 D.1.4-тармағы бойынша қабырғаның тұрақты қалыңдығымен бекітілмеген цилиндрлік қаптамалар үшін анықталады.

Өлшеусіз ұзындықтар параметрлері $\omega = 163$ осы мысалдың В.1.6.1-тармақшасында анықталған.

$$\text{Өйткені формулаға сәйкес (D.33): } 10 < \omega = 163 < 8,7 \cdot \frac{r}{t} = 8,7 \cdot \frac{1053,5}{7} = 1309,3,$$

Онда түтінді құбырдың тексерілетін бөлігі орташа ұзындықтағы цилиндрлерге жатады, олар үшін коэффициент $C_\tau = 1,0$ формула (D.34) бойынша анықталады.

Серпімді сындарлы кернеу бойлықты иілу кезінде формула (D.32) бойынша анықталады:

$$\tau_{x\theta, Rcr} = 0,75 \cdot E \cdot C_\tau \cdot \sqrt{\frac{1}{\omega}} \cdot \left(\frac{t}{r}\right) = 0,75 \cdot 202500 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{\frac{1}{163}} \cdot \left(\frac{7}{1053,5}\right) = 79,04 \text{ Н/мм}^2.$$

Бойлықты иілу параметрлері қозғалыс жағдайында D.1.4.2-тармақшасы бойынша анықталады.

Сақиналы серпімді акаудан форманың өзгерісін ескеретін коэффициент α_θ сапа класына тәуелді түрде D.6-кестесі бойынша қабылданады: А класы үшін $\alpha_\tau = 0,75$.

Ығысу шегі бойынша шартты сақиналы иілушілік тең: $\bar{\lambda}_{\tau, 0} = 0,40$.

Пластикалық шегінің коэффициенті тең: $\beta = 0,60$.

Өзара іс-әрекет дәрежесінің көрсеткіші тең: $\eta = 1,0$.

$$\text{Өйткені } \frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,16 \cdot \left(\frac{E}{f_{yk}}\right)^{0,67} = 0,16 \cdot \left(\frac{202500}{185}\right)^{0,67} = 17,4, \text{ (яғни формуланың (D.40))}$$

талабы орындалмайды), онда құбыр қаптамасын меридиональды бойлықты иілушілікке тексеру қажет.

Шартты иілушілік қозғалыс кезінде пластикалық шегі бойынша формула (8.16) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} = \sqrt{\frac{0,75}{1-0,6}} = 1,37$$

Қаптаманың шартты сақиналы иілушілігі формула (8.17) бойынша анықталады:

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{(f_{yk} / \sqrt{3}) / \tau_{x0,Rcr}} = \sqrt{(185 / \sqrt{3}) / 79,04} = 1,162$$

Қаптаманың қозғалыс кезіндегі иілушілігі үшін бойлықты тұрақтылықты χ_x жоғалту кезіндегі төмендетуші коэффициент $\bar{\lambda}_\tau = 1,162$ $\bar{\lambda}_{\tau,0} < \bar{\lambda}_\tau < \bar{\lambda}_p$ үшін формула (8.14) бойынша анықталады:

$$\chi_\tau = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\bar{\lambda}_\tau - \bar{\lambda}_{\tau,0}}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{\tau,0}} \right)^\eta = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{1,162 - 0,4}{1,37 - 0,4} \right)^1 = 0,529.$$

Бойлықты тұрақтылықты жоғалту кезінде бойлықты беріктікті жоғалту кезіндегі кернеуге қатысты сипаттамалық қатысты кернеу формула (8.12) бойынша анықталады:

$$\tau_{x0,Rk} = \chi_\tau \cdot f_{yk} / \sqrt{3} = 0,529 \cdot 185 / \sqrt{3} = 56,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Есептік қатысты кернеу бойлықты беріктікті жоғалту кезінде формула (8.11) бойынша анықталады:

$$\tau_{x0,Rd} = \tau_{x0,Rk} / \gamma_{M1} = 56,5 / 1,1 = 51,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Қатысты кереу үшін тексеріс формула (8.18) бойынша орындалады:

$$\tau_{x0,Ed} = 2,54 \text{ Н/мм}^2 < \tau_{x0,Rd} = 51,4 \text{ Н/мм}^2$$

Осы мысалда беріктікті жоғалту кезінде үш мембраналық кернеуді құрайтын болғандықтан, онда ҚР ҚН EN 1993-1-6 8.5.3(3)-тармақшасы бойынша күрделі кернеу жағдайы үшін тексеру орындалады.

Бойлықты иілу кезінде өзара іс-қимыл параметрлері формулалар (D.46) ÷ (D.49) бойынша ҚР ҚН EN 1993-1-6 D-қосымшасының D.1.6-тармағы анықталады:

$$k_x = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_x = 1,25 + 0,75 \cdot 0,764 = 1,823 ;$$

$$k_\theta = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_\theta = 1,25 + 0,75 \cdot 0,031 = 1,273 ;$$

$$k_\tau = 1,75 + 0,25 \cdot \chi_\tau = 1,75 + 0,25 \cdot 0,529 = 1,882 ;$$

$$k_i = (\chi_x \cdot \chi_\theta)^2 = (0,764 \cdot 0,031)^2 = 0,001.$$

Күрделі шиеленіскен жағдайды тексеру ҚР ҚН EN 1993-1-6 8.5.3(3)-тармақшасының формуласы (8.19) бойынша орындалады:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x0,Ed}}{\tau_{x0,Rd}} \right)^{k_\tau} = \left(\frac{41,65}{128,5} \right)^{1,823} - 0,001 \cdot \left(\frac{41,65}{128,5} \right) \times \\ \times \left(\frac{4,58}{5,2} \right) + \left(\frac{4,58}{5,2} \right)^{1,273} + \left(\frac{2,54}{51,4} \right)^{1,882} = 0,984 < 1,0$$

Формуланың (8.19) талаптары орындалуда, соған сәйкес құбыр қаптамасы қабырғасының тұрақтылығы 16.490 м белгісінде қамтамасыз етілген.

Түтін құбыры бағаының цилиндрлік бөлігінің басқа секциялары үшін бойлықты тұрақтылықты жоғалту бойынша шекті жағдайды (LS3) тексеру ұқсас орындалады.

Құбырдың конустық бөлігі үшін беріктік пен тұрақтылықты тексерулер, цилиндр ұзындығы бойынша қаптама қабырғасының қалыңдығы өзгерген жағдайды тексерістер, сонымен қатар беріктік

сақинасының есебі ҚР ҚН EN 1993-1-6 талаптарына және оған қосымшаға НТП-03-01.5-2011 сәйкес орындалады.

Осы мысалда берілгеннен өзге түтін құбырының турбулентті желдің әсеріне есебін, құбырдың құйынды қоздыруға (резонансқа) есебін орындау қажет. Жел жүктемесі құйынды қоздыру салдарынан Е ҚР ҚН EN 1991-1-4 Е.1-кіші бөлімінің талаптары бойынша анықталады.

Түтін құбырының үстінің ауытқу шамасын, ол егерде компьютерлік бағдарламалар бойынша есеп кезінде алынған болса ҚР ҚН EN 1991-1-4 в-қосымшасының В.4-кіші бөлімінің формулалары бойынша анықтауға болады.

Түтін құбырының есебіне берілген мысалда, осындай құралымдардың техникалық шешімінің мысалы емес, ҚР ҚН EN нормасы материалдарын қолдану мысалы ретінде қарастырған дұрыс.

УДК 624.97.014.2

МКС 91.010

Негізгі сөздер: көтеруші құралымдар, діңгек және тұтын құбырлары, жел жүктемесі, сипаттамалық мағыналары

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	VI
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ	1
1.1 Область применения	1
1.2 Нормативные ссылки.....	3
1.3 Условия применения.....	5
1.4 Различия между принципами и правилами применения	5
1.5 Термины и определения	6
1.6 Символы и условные обозначения	7
1.7 Условные обозначения осей элементов конструкций	11
2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ	13
2.1 Требования.....	13
2.2 Принципы расчета по предельным состояниям.....	14
2.3 Воздействия и влияния окружающей среды	15
2.4 Проверка критических предельных состояний.....	85
2.5 Проектирование в комплексе с испытаниями	86
2.6 Долговечность	86
3 МАТЕРИАЛЫ. БАШНИ И МАЧТЫ.....	87
3.1 Конструкционная сталь	87
3.2 Соединения	92
3.3 Оттяжки и приспособления	93
3.4 Другие изделия заводского изготовления	98
4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ. БАШНИ И МАЧТЫ.....	100
4.1 Учет коррозии.....	100
4.2 Долговечность оттяжек	100
5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ. БАШНИ И МАЧТЫ	103
5.1 Моделирование с целью определения результатов воздействий.....	103
5.2 Моделирование соединений	103
6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ	105
6.1 Общие положения	105
6.2 Несущая способность сечений.....	105
6.3 Несущая способность элементов.....	114
6.4 Соединения	136
6.5 Специальные соединения для мачт	152
7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ. БАШНИ И МАЧТЫ.....	154
7.1 Общие положения	154
7.2 Отклонения и повороты	154
7.3 Колебания	154

8 ПРОЕКТИРОВАНИЕ В КОМПЛЕКСЕ С ИСПЫТАНИЯМИ.	
БАШНИ И МАЧТЫ	156
8.1 Общие положения.....	156
9 УСТАЛОСТЬ. БАШНИ И МАЧТЫ	157
9.1 Общие положения.....	157
9.2 Усталостное нагружение.....	157
9.3 Усталостная прочность	158
9.4 Оценка безопасности.....	158
9.5 Частные коэффициенты для усталостной прочности	158
9.6 Усталость оттяжек	159
10 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	160
10.1 Область применения.....	160
10.2 Нормативные ссылки.....	161
10.3 Условия применения	162
10.4 Различия между принципами и правилами применения	162
10.5 Термины и определения	162
10.6 Символы и условные обозначения.....	164
11 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	166
11.1 Требования	166
11.2 Принципы расчета по предельным состояниям	167
11.3 Воздействия и влияния окружающей среды	167
11.4 Проверки критических предельных состояний	171
11.5 Геометрические характеристики.....	171
11.6 Долговечность	171
12 МАТЕРИАЛЫ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	172
12.1 Общие положения.....	172
12.2 Конструкционная сталь	172
12.3 Соединения.....	172
13 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	175
13.1 Допуск на коррозию	175
13.2 Наружный допуск на коррозию.....	175
13.3 Внутренний допуск на коррозию	175
14 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	178
14.1 Моделирование дымовой трубы для определения эффектов воздействий	178
14.2 Вычисление внутренних равнодействующих напряжений и других напряжений.....	178
15 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	181
15.1 Общие положения.....	181
15.2 Оболочки конструкции	181

15.3	Оценка безопасности других элементов конструкции дымовой трубы	183
15.4	Стыки и соединения.....	183
15.5	Сварные соединения	186
16	ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	187
16.1	Общие указания.....	187
16.2	Отклонения	187
17	ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СОПРОВОЖДАЕМОЕ ИСПЫТАНИЕМ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	188
17.1	Общие положения	188
18	УСТАЛОСТЬ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ	189
18.1	Общие положения	189
18.2	Усталостная нагрузка	190
18.3	Многоцикловые усталостные сопротивления.....	190
18.4	Оценка безопасности	194
18.5	Частные коэффициенты для усталости.....	194
19	ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ И ДРУГИЕ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ. ИЗГОТОВЛЕНИЕ (СТРОИТЕЛЬСТВО).....	195
19.1	Вспомогательные элементы и другие приспособления. Башни и мачты.....	195
19.2	Изготовление (строительство). Башни и мачты.....	196
19.3	Изготовление (строительство). Дымовые трубы	198
Приложение А	(информационное) Примеры расчета башен	200
ПРИМЕР А1	Расчет башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из круглых труб	200
ПРИМЕР А2	Расчет башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из прокатных равнополочных уголков	224
ПРИМЕР А3	Расчет узла фланцевого соединения секций башни	247
ПРИМЕР А4	Расчет узла крепления основных связей жесткости башни высотой 40,0 м из прокатных равнополочных уголков.....	251
ПРИМЕР А5	Расчет гололедных нагрузок для башни высотой 40,0 м с элементами из круглых труб.....	257
Приложение Б	(информационное) Пример расчета мачты.....	262
ПРИМЕР Б1	Расчет мачты высотой 30,0 м	262
Приложение В	(информационное) Пример расчета дымовой трубы	287
ПРИМЕР В1	Расчет дымовой трубы высотой 45,0 м	287

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено РГП «КазНИИССА» с целью совершенствования нормативной базы проектирования стальных высотных сооружений специального назначения (башен, мачт и дымовых труб) в Республике Казахстан и гармонизации ее с европейскими нормами.

В настоящем нормативно-техническом пособии приведены требования СН РК EN 1993-3-1:2006/2011 и СН РК EN 1993-3-2:2006/2011 к проектированию стальных высотных сооружений специального назначения (башен, мачт и дымовых труб), положения детализирующие и развивающие эти требования, а также примеры применения положений нормативных документов в практике проектирования высотных сооружений.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, помимо положений СН РК EN 1993-3-1:2006/2011 и СН РК EN 1993-3-2:2006/2011 и других нормативных документов СН РК EN были учтены некоторые общепризнанные положения современных нормативных документов, дополняющих положения СН РК EN 1993-3 и не противоречащие им.

Номера пунктов СН РК EN 1993-3-1:2006/2011 и СН РК EN 1993-3-2:2006/2011, приведенных полностью с сохранением их текста, в соответствующих разделах настоящего нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках рядом с номерами пунктов пособия.

Номера пунктов СН РК EN 1993-3-1:2006/2011 и СН РК EN 1993-3-2:2006/2011, приведенных с частичным их цитированием, а частично в изложении технической сути положения в редакции пособия или с дополнением нового текста пособия, в соответствующих разделах настоящего нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках в конце текста пунктов пособия.

Номера пунктов других документов СН РК EN, приведенных полностью с сохранением их текста, в соответствующих разделах настоящего нормативно-технического пособия, указаны в квадратных скобках с указанием этого документа СН РК EN рядом с номерами пунктов пособия.

В случаях, когда положения СН РК EN, приведены без их цитирования, а только в изложении технической сути, в соответствующих разделах настоящего нормативно-технического пособия в тексте применены выражения: «В соответствии с...», «Согласно...» и далее изложен текст в редакции пособия.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан и предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Приведенные в пособии примеры расчетов следует рассматривать только как примеры пользования материалами норм СН РК EN, а не как примеры технических решений этих конструкций.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.
ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ БАШНИ, МАЧТЫ И ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ**

**DESIGN OF STEEL STRUCTURES
PART. STEEL TOWERS, MASTS AND CHIMNEYS**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ

1.1 Область применения

1.1.1 Общие сведения

1.1.1.1 Комплекс нормативно-технических пособий к строительным нормам Республики Казахстан, идентичных Еврокоду 3, (далее НТП к СН РК EN 1993) – это перечень нормативных документов, в которых даны:

- а) рекомендации по основным положениям расчета и конструирования стальных конструкций по СН РК EN 1993;
- б) разъяснения ссылочной информации;
- в) примеры расчета;
- г) дополнительная справочная информация.

1.1.1.2 Основополагающими документами при разработке комплекса нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993, помимо самих 20 частей СН РК EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», являются:

- а) СН РК EN 1990 «Основы строительного проектирования»;
- б) СН РК EN 1991 «Воздействия на несущие конструкции»;
- в) СТ РК EN 1090 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций».

1.1.2 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993

1.1.2.1 НТП к СН РК EN 1993 применяются для расчета и конструирования стальных конструкций зданий и сооружений гражданского назначения, проектируемых согласно СН РК EN 1993.

1.1.2.2 Положения НТП к СН РК EN 1993 охватывают только требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Другие требования не отражены в НТП к СН РК EN 1993.

Издание официальное

НТП РК 03-03-1.1(2.1)-2012

1.1.2.3 НТП к СН РК EN 1993 необходимо использовать совместно со следующими нормативными документами:

а) НТП к СН РК EN 1990;

б) НТП к СН РК EN 1991;

в) НТП к СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999 в тех частях, которые непосредственно затрагивают расчет стальных конструкций или их элементов;

г) стандарты EN, ETAG, ETA и другие соответствующие стандарты на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям.

1.1.2.4 Комплекс нормативно-технических пособий к СН РК EN состоит из 19 пособий:

– НТП к СН РК EN1993-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила» (12 пособий);

– НТП к СН РК EN 1993-2 «Проектирование стальных конструкций. Стальные мосты» (1 пособие);

– НТП к СН РК EN 1993-3 «Проектирование стальных конструкций. Стальные башни, мачты и дымовые трубы» (1 пособие);

– НТП к СН РК EN 1993-4 «Проектирование стальных конструкций. Стальные бункера, резервуары и трубопроводы» (3 пособия);

– НТП к СН РК EN 1993-5 «Проектирование стальных конструкций. Стальные шпунты» (1 пособие);

– НТП к СН РК EN 1993-6 «Проектирование стальных конструкций. Стальные подкрановые пути» (1 пособие).

1.1.2.5 В НТП к СН РК EN 1993-1 приведены общие рекомендации и указания по проектированию стальных конструкций, которые распространяются на НТП к СН РК EN 1993, имеющие отношение к специальным зданиям и сооружениям: НТП к СН РК EN 1993-2, НТП к СН РК EN 1993-3, НТП к СН РК EN 1993-4, НТП к СН РК EN 1993-5, НТП к СН РК EN 1993-6.

1.1.2.6 НТП к СН РК EN 1993-1 состоит из 12 пособий:

– НТП к СН РК EN 1993-1-1;

– НТП к СН РК EN 1993-1-2;

– НТП к СН РК EN 1993-1-3;

– НТП к СН РК EN 1993-1-4;

– НТП к СН РК EN 1993-1-5;

– НТП к СН РК EN 1993-1-6;

– НТП к СН РК EN 1993-1-7;

– НТП к СН РК EN 1993-1-8;

– НТП к СН РК EN 1993-1-9;

– НТП к СН РК EN 1993-1-10;

– НТП к СН РК EN 1993-1-11;

– НТП к СН РК EN 1993-1-12.

1.1.3 Область применения нормативно-технического пособия в части, относящейся к СН РК EN 1993-3-1:2006/2011

1.1.3.1 Разделы 1 – 9 настоящего пособия, относящиеся к башням и мачтам, применяются при проектировании конструкций решетчатых опор и мачт с оттяжками, а также при проектировании конструкций данного типа, выполненных из призматических, цилиндрических или иных плохообтекаемых элементов. Условия в отношении цилиндрических и конических опор свободностоящих и с оттяжками, дымовых труб приведены в Разделах 10 – 18 данного пособия. Условия в отношении оттяжек и конструкций с оттяжками, включая дымовые трубы с оттяжками, приведены в СН РК EN 1993-1-11 и в разделах настоящего пособия [1.1.2(1)].

1.1.3.2 Положения, приведенные в настоящем пособии, дополняют положения, приведенные в НТП к СН РК EN 1991-1 и НТП к СН РК EN 1993-1. Если применимость положения ограничена, объясняется область его применения и указываются ограничения применения в целях практичности и упрощения [1.1.2(2),(3)].

1.1.3.3 В данном пособии не рассматривается проектирование полигональных и цилиндрических осветительных столбов, рассматриваемое в СТ РК EN 40. Решетчатые полигональные опоры также не рассматриваются в этом пособии. Проектирование полигональных листовых опор может выполняться с применением разделов данного пособия. См. информацию о прочности таких опор в СТ РК EN 40 [1.1.2(4)].

1.1.3.4 В данном пособии не рассматриваются специальные условия сейсмического расчета, приведенные в СН РК EN 1998-6 [1.1.2(5)].

1.1.3.5 В данном пособии не рассматриваются специальные меры, которые могут понадобиться для ограничения последствий несчастных случаев. В отношении пожарной безопасности необходимо ссылаться на СН РК EN 1993-1-2 [1.1.2(6)].

1.1.3.6 [1.1.2(7)] В отношении изготовления (строительства) стальных опор и мачт необходимо ссылаться на СТ РК EN 1090-2.

ПРИМЕЧАНИЕ Изготовление (строительство) рассматривается в степени, необходимой для определения качества применяемых конструкционных материалов, а также стандарта качества работ на строительной площадке, который должен соответствовать допущениям правил проектирования.

1.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего нормативно-технического пособия (в части Разделов 1 – 9, относящихся к башням и мачтам) необходимы следующие ссылочные нормативные документы (для недатированных ссылок применяют их последнее издание, включая изменения):

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы проектирования несущих конструкций».

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания».

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки».

СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия».

НТП РК 03-03-1.1(2.1)-2012

СН РК EN 1991-1-5:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия - Температурные воздействия».

СН РК EN 1991-1-6:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ».

СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия - Аварийные воздействия».

НТП РК 01-01-3.1 (4.1)-2012 «Нагрузки и воздействия на здания. Снеговые нагрузки. Ветровые воздействия».

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

СН РК EN 1993-1-2:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила. Проектирование конструкций с учетом воздействия пожара».

СН РК EN 1993-1-3:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов».

СН РК EN 1993-1-4:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-4. Общие правила. Дополнительные правила для нержавеющей стали».

СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций при действии нагрузок в плоскости пластины».

СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений ».

СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность ».

СН РК EN 1993-1-10:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-10. Ударная вязкость материала и прочностные свойства в направлении толщины проката ».

СН РК EN 1993-1-11:2006/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-11. Проектирование конструкций со стальными элементами, работающими на растяжение».

НТП РК 03-01 -1.1 -2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий».

СН РК EN 1998-6:2005/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 6. Башни, мачты и дымовые трубы».

СТ РК EN 1090-2-2011 «Изготовление стальных и алюминиевых конструкций. Часть 2. Технические требования к стальным конструкциям».

ISO 12494 «Обледенение строительных конструкций в результате атмосферного воздействия».

СТ РК EN 40-5-2011 «Столбы фонарные. Часть 5. Требования к стальным фонарным столбам».

EN 365 «Средства индивидуальной защиты от падения с высоты. Общие требования к инструкциям по эксплуатации, обслуживанию, периодическому осмотру, ремонту, маркировке и упаковке».

EN 795 «Защита от падения с высоты. Устройства крепежные. Требования и испытания».

СТ РК EN 10025-2012 (части 2-6) «Изделия горячекатаные из конструкционных сталей».

EN 10210-1 «Профили конструкционные полые горячеформованные из нелегиро-

ванных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

EN 10219-1 «Профили конструкционные полые сварные холодноформованные из нелегированных и мелкозернистых сталей. Часть 1. Технические условия поставки».

СТ РК ISO 1461-2010 «Покрyтия нанесенные методом горячего цинкования на изделия из чугуна и стали. Технические требования и методы испытаний».

EN 10164 «Изделия из стали с улучшенной деформируемостью перпендикулярно поверхности изделия. Технические условия поставки».

СТ РК EN 10080-2011 «Арматура для железобетонных конструкций. Сварная арматура».

ISO 5817 «Сварка. Сварные швы при сварке плавлением стали, никеля, титана и других сплавов (лучевая сварка исключена). Уровни качества в зависимости от дефектов шва».

СТ РК EN 13411-2012 «Заделка концевая стальных проволочных канатов. Безопасность».

СТ РК EN 12385-2012 «Канаты проволочные стальные. Безопасность».

СТ РК EN 10264-2012 «Проволока стальная и изделия из проволоки. Стальная проволока для канатов».

СТ РК EN 10138-2011 «Напрягаемая арматура».

EN 14399-8 «Высокопрочный сбoлченный конструктивный узел для предварительной нагрузки. Часть 8. Система HV. Шестигранный подогнанный болт и гаечные узлы».

СТ РК ISO 14713-2012 «Покрyтия цинковые. Руководящие указания и рекомендации по защите от коррозии железных и стальных конструкций».

СТ РК ISO 12944 «Краски и лаки. Антикоррозионная защита стальных конструкций с помощью защитных лакокрасочных систем».

EN 12345-1998 «Сварка. Многоязычные термины сварных соединений и узлов с иллюстрациями».

СТ РК EN 1337-6-2011 «Опоры строительных конструкций. Часть 6. Опоры качающиеся».

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

1.3 Условия применения

При применении настоящего пособия необходимо учитывать общие требования СН РК EN 1990. Кроме того, все положения настоящего пособия предполагают, что изготовление и сборка стальных конструкций выполняются согласно СТ РК EN 1090-2.

1.4 Различие между принципами и правилами применения

Различие между принципами и правилами применения в настоящем пособии базируются на положениях 1.4 СН РК EN 1990, где приведены различия между принципами и правилами проектирования конструкций.

Принципы включают в себя обязательные требования и определения, невыполнение которых недопустимо (если не указано другое).

Правила представляют собой общепринятые правила, соответствующие принципам и обеспечивающие выполнение их требований или дополняющие и поясняющие принципы.

1.5 Термины и определения

В Разделах 1 - 9 настоящего пособия, относящихся к башням и мачтам, применяются термины и определения, приведенные в 1.5 СН РК EN 1990 и в 1.5 СН РК EN 1993-1-1. Дополнительно используются следующие термины с соответствующими определениями (приведенные в СН РК EN 1993-3-1):

Общий расчет (global analysis) – определение согласующегося множества внутренних сил и моментов, действующих в конструкции, находящихся в равновесии с определенным множеством воздействий на конструкцию.

Башня (tower) – свободно стоящая решетчатая стальная консольная конструкция треугольной, квадратной или прямоугольной формы, или представляющая собой круглую или полигональную опору.

Мачта с оттяжками (guyed mast) – решетчатая стальная конструкция треугольной, квадратной или прямоугольной формы, или цилиндрическая стальная конструкция, раскрепленная с определенным интервалом по высоте с помощью оттяжек, закрепленных к грунту или к капитальному сооружению.

Ствол (shaft) – вертикальная стальная конструкция мачты.

Опорные стойки (пояса) (leg members) – стальные элементы, формирующие основные несущие компоненты конструкции.

Основные связи жесткости (раскосы и распорки) (primary bracing members) – элементы помимо опорных стоек, выдерживающие воздействие сил, возникающих в результате нагрузок, действующих на конструкцию.

Вспомогательные связи жесткости (шпренгели, диафрагмы) (secondary bracing members) – элементы, используемые для уменьшения длины продольного изгиба других элементов.

Угловой профиль перепресованный (schifflerized angles) – модифицированный 90° равнобокий горячекатаный уголок, каждая полка которого изогнута под углом 15° таким образом, что угол между наружной частью каждой полки и осью симметрии составляет 30° (см. Рисунок 1.1).

Аэродинамическое сопротивление (wind drag) – сопротивление потоку воздуха элементов башни или мачты с оттяжками и любых вспомогательных элементов, рассчитанное на основе коэффициента сопротивления и расчетной площади конструкции, включая обледенение при необходимости.

Линейный вспомогательный элемент (linear ancillary item) – любые ненесущие элементы, расположенные на нескольких панелях, такие, как волноводы, фидеры, лестницы и трубостойки.

Отдельный вспомогательный элемент (discrete ancillary item) – любые ненесущие элементы, сосредоточенные в некоторых панелях, такие, как отражатели, антенны, системы освещения, площадки, ограждения, изоляторы и другие элементы.

Расчетная площадь (projected area) – площадь тени рассматриваемого элемента, спроецированная на участок, параллельный плоскости конструкции, нормальной к действию ветра, включая лед при необходимости. Если плоскость конструкции ненормальна к действию ветра, вместо расчетной площади используется базовая торцевая поверхность.

Панель (башни или мачты) (panel (of a tower or mast)) – любая подходящая часть башни или мачты, разделенная по вертикали с целью определения расчетной площади и аэродинамического сопротивления. Панели обычно, но необязательно, расположены между точками пересечения стоек и основных связей жесткости.

Секция (башни или мачты) (section (of a tower or mast)) – любая часть башни или мачты, состоящая из нескольких подобных или одинаковых панелей, применяемая для определения аэродинамического сопротивления.

Оттяжка (guy) – натяжной крепежный элемент, образующий систему растяжек, обеспечивающую горизонтальное крепление мачты на отдельных ярусах. Нижний конец оттяжки закрепляется к грунту или конструкции и включает, как правило, устройство регулировки натяжения оттяжки.

Гаситель колебаний (damper) – устройство, увеличивающее конструкционное демпфирование, ограничивая, таким образом, реакцию конструкции или оттяжки [1.5].

1.6 Символы и условные обозначения

1.6.1 В Разделах 1 – 9 настоящего пособия, относящихся к башням и мачтам, применяются ниже перечисленные обозначения:

– Обозначения для ветровых нагрузок по СН РК EN 1991-4:

A_{ref} – базовая площадь;

B^2 – фоновая составляющая реакции;

F_w – результирующая ветровая нагрузка;

I_v – интенсивность турбулентности;

L – масштаб длины турбулентности;

R^2 – резонансная составляющая реакции;

Re – число Рейнольдса;

R_h, R_b – функции аэродинамической проводимости;

b – размер конструкции по нормали к направлению действия ветра;

$c_s c_d$ – конструкционный коэффициент;

c_d – динамический коэффициент;

c_s – масштабный коэффициент;

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра;

c_f – аэродинамический коэффициент усилия;

$c_{f,o}$ – аэродинамический коэффициент усилия конструкции или конструктивных элементов без обтекания свободных концов;

c_r – коэффициент, учитывающий тип местности;

c_o – орографический коэффициент;

c_{season} – сезонный коэффициент;

d – размер конструкции параллельно направлению действия ветра;
 k_p – пиковый коэффициент;
 k_r – коэффициент местности;
 m – масса на единицу длины;
 m_e – эквивалентная масса на единицу длины;
 n_i – собственная частота сооружения i -ой формы колебаний;
 $n_{1,x}$ – основная собственная частота изгибных колебаний параллельно направлению действия ветра;
 q_p – пиковое значение скоростного напора;
 v_m – средняя скорость ветра;
 $v_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра;
 v_b – базовое значение скорости ветра;
 z – высота над землей;
 z_0 – параметр шероховатости;
 z_e – базовая высота для ветрового давления;
 z_s – базовая высота для определения конструкционного коэффициента;
 $\Phi_{1,x}$ – основная форма собственных колебаний параллельно направлению действия ветра;
 ζ – экспонента формы колебаний;
 δ – логарифмический декремент затухания;
 δ_a – аэродинамический логарифмический декремент затухания;
 δ_d – логарифмический декремент затухания вследствие специальных мероприятий;
 δ_s – конструкционный логарифмический декремент затухания;
 φ – коэффициент сплошности;
 ν – частота восходящего потока, коэффициент Пуассона, кинематическая вязкость;
 ρ – плотность воздуха;
 σ_v – стандартное отклонение турбулентности;
 – Индексы в обозначениях:
 e – наружный, нагрузка;
 i – номер собственной частоты или собственной формы;
 j – номер участка или точки сооружения или элемента конструкции;
 m – средний;
 ref – базовый.
 – Обозначения по СН РК EN 1993-1-1:
 f_y – предел текучести;
 E – модуль упругости;
 γ_{M0} – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса;
 γ_{M1} – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости;
 N_{Ed} – расчетное значение осевой силы;
 N_{Rd} – расчетное значение несущей способности по осевой силе;

$N_{t,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на растяжение;
 $N_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии;
 $N_{u,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов;
 A_{net} – площадь поперечного сечения нетто;
 $N_{net,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто на растяжение в пластической стадии;
 $N_{c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии;
 A_{eff} – эффективная площадь поперечного сечения;
 χ – понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости;
 Φ – величина для определения понижающего коэффициента χ ;
 α – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;
 N_{cr} – критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто;
 i – радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;
 λ_1 – значение гибкости для определения условной гибкости;
 $\bar{\lambda}$ – условная гибкость;
 L_{cr} – расчетная длина при проверке устойчивости;
 γ_G – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;
 G_k – характеристическое значение постоянных нагрузок;
 γ_Q – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;
 Q_k – характеристическое значение переменных нагрузок.
 – Обозначения по СН РК EN 1993-3-1:
 D_b – диаметр окружности (через центр болтового отверстия);
 D_i – диаметр опорной стойки;
 G – поправочный коэффициент ветрового напора;
 M – изгибающий момент;
 N – растягивающая сила, количество циклов;
 N_i – количество циклов;
 N_b – осевая сила;
 T – расчетный срок эксплуатации конструкции в годах;
 b – ширина полки уголка;
 e – эксцентриситет;
 h – ширина полки уголка;
 k_p – коэффициент эффекта рычага;
 k – эффективный коэффициент гибкости;
 k_σ – коэффициент продольного изгиба;
 m – наклон кривой $S-N$;
 n – количество болтов;

r_1 – радиус выпуклой части опоры;
 r_2 – радиус вогнутой части опоры;
 t – толщина;
 ϕ – наклон оси мачты у основания;
 $\Delta\sigma_E$ – диапазон напряжений;
 β_A – коэффициент эффективной площади;
 ε – коэффициент, зависящий от f_y ;
 $\bar{\lambda}$ – параметр безразмерной гибкости, коэффициент эквивалентности;
 $\bar{\lambda}_p$ – безразмерная гибкость при продольном изгибе листа;
 $\bar{\lambda}_{p,1}$ – параметр безразмерной гибкости при продольном изгибе листа полки 1 уголка;
 $\bar{\lambda}_{p,2}$ – параметр безразмерной гибкости при продольном изгибе листа полки 2 уголка;
 ρ – коэффициент уменьшения;
 S – воздействие нагрузки на элемент;
 α – угол наклона оттяжки к горизонтали;
 η – коэффициент экранирования;
 θ – угол воздействия ветра к нормали в плоскости; наклон;
 ψ – угол воздействия ветра к продольной оси;
 ω – соотношение размеров несущей конструкции ;
 k_s – коэффициент масштабирования.
– Индексы в обозначениях:
 A – вспомогательный элемент;
 C – консоль;
 c – элементы с круглым сечением;
 e – эффективный;
 F – грань;
 f – элементы с плоским сечением;
 G – оттяжка;
 H – высота мачты;
 L – длина;
 M – основание мачты или мачта;
 m – мачта, средний;
 n – отдельный каркас;
 p_L – патч-нагрузка (зональная нагрузка);
 p – патч;
 q – сдвиг;
 s – конструкция;
 sup – сверхкритический;
 T – башня, общий;
 w – в направлении ветра;
 w – под действием ветра;

x – в направлении бокового ветра;

z – в вертикальном направлении;

z – высота z над уровнем грунта;

θ – угол воздействия ветра [1.6(1)].

– Обозначения по СН РК EN 1993-1-8:

d – номинальный диаметр болта;

d_0 – диаметр отверстия для болта;

d_m – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из этих значений;

e_1 – расстояние от центра отверстия до ближайшего края элемента вдоль усилия;

e_2 – расстояние от центра отверстия до ближайшей кромки любого элемента поперек усилия;

ℓ_{eff} – эффективная длина углового сварного шва;

r_1 – расстояние между крепежными деталями вдоль усилия;

r_2 – расстояние между смежными рядами крепежных деталей поперек усилия;

t_p – толщина пластины под головкой болта или гайкой;

A – площадь поперечного сечения стержня болта;

A_s – площадь растянутого болта или стержня анкерного болта;

$V_{p,Rd}$ – расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв при сдвиге;

$F_{t,Ed}$ – расчетное усилие на один болт в предельном состоянии по несущей способности;

$F_{t,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на растяжение;

$F_{v,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на срез;

$F_{b,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на смятие;

$F_{s,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта при сдвиге поверхностей в предельном состоянии по несущей способности;

$F_{v,Ed}$ – расчетное усилие в предельном состоянии по несущей способности на один болт.

1.6.2 Дополнительные обозначения и определения применяемых символов приводятся при их первом упоминании в тексте.

1.7 Условные обозначения осей элементов конструкций

1.7.1 [1.7(1)] Условные обозначения осей элементов следующие:

$x-x$ – продольная ось элемента;

$y-y$ – поперечная ось элемента;

$z-z$ – поперечная ось элемента.

Условные обозначения, применяемые для поперечных осей стальных элементов: в общем случае:

$y-y$ – поперечная ось сечения, параллельная полкам;

$z-z$ – поперечная ось сечения, перпендикулярная полкам;

для углового профиля:

$y-y$ – ось сечения, параллельная меньшей стороне;

$z-z$ – ось сечения, перпендикулярная меньшей стороне;

u–u – основная главная ось (не совпадает с осью y–y);

v–v – второстепенная главная ось (не совпадает с осью z–z).

1.7.2 [1.7(2)] Условные обозначения осей одиночных профилей и элементов составного сечения, принятые в настоящей части пособия, приведены на Рисунке 1.1.

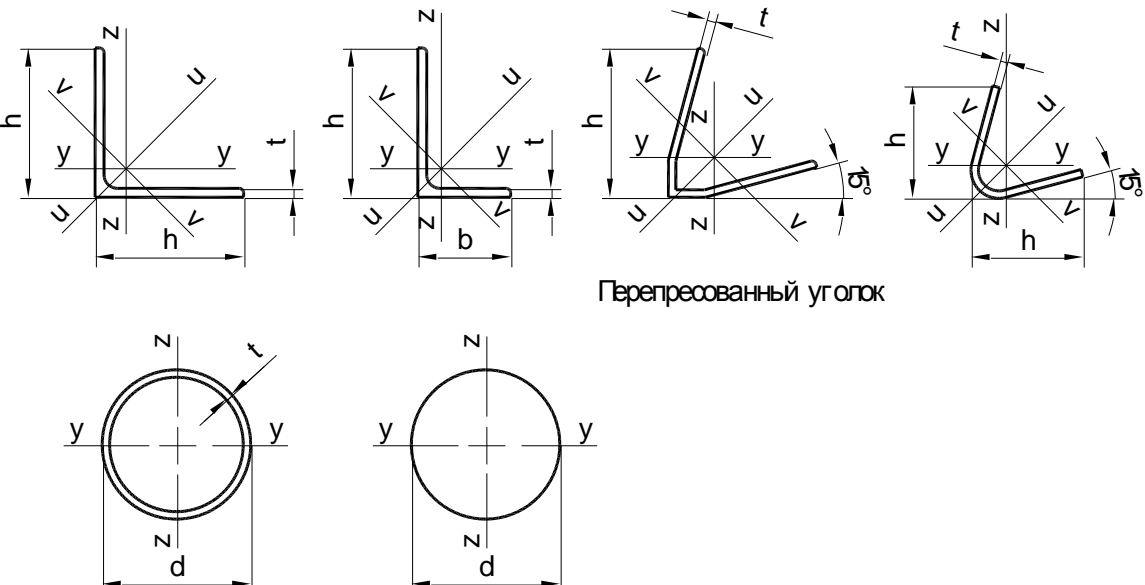
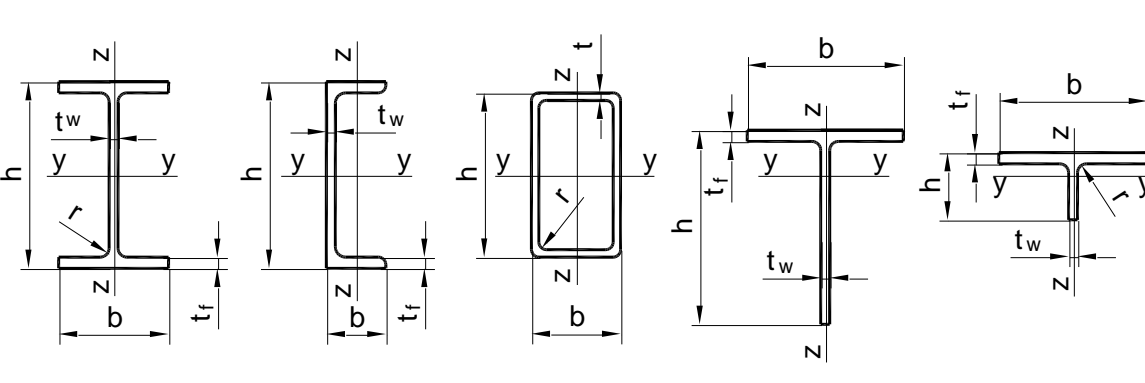
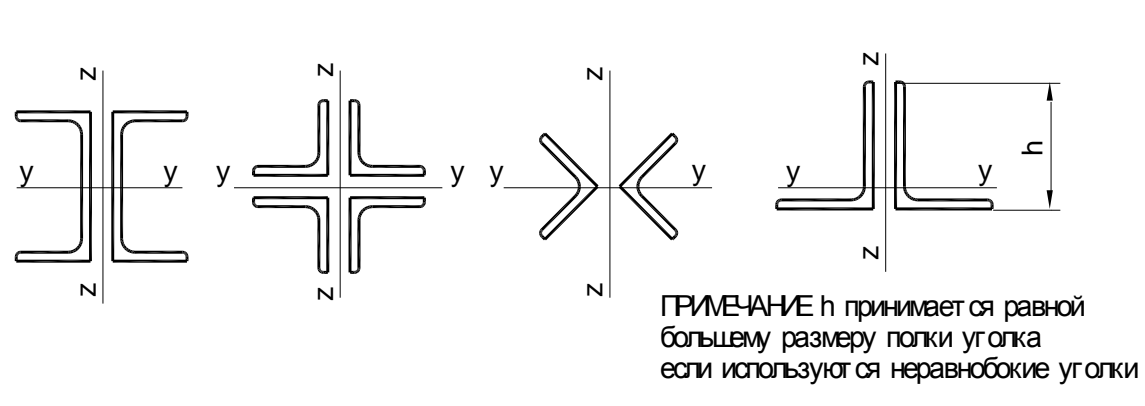
Широко применяемые профили	 <p style="text-align: center;">Перепрессованный уголок</p>
Другие профили	
Составные элементы	 <p style="text-align: right;">ПРИМЕЧАНИЕ h принимается равной большому размеру полки уголка если используют неравнобокие уголки</p>

Рисунок 1.1 – Размеры и оси сечений

2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ

2.1 Требования

2.1.1 Основные требования

2.1.1.1 Проектирование стальных башен и мачт с оттяжками необходимо выполнять в соответствии с общими требованиями, приведенными в Разделе 2 СН РК EN 1990, и дополнительными требованиями к стальным конструкциям, приведенными в Разделе 2 СН РК EN 1993-1-1.

2.1.1.2 Основные требования указанных Разделов 2 должны быть выполнены путем расчета конструкций по методу предельных состояний с использованием частных коэффициентов γ для воздействий и материалов, и коэффициентов ψ для комбинаций воздействий, ссылки на которые приводятся в соответствующих разделах настоящего пособия.

2.1.1.3 Мачты с оттяжками высокого класса надежности (согласно определению в Пункте 2.2.2) должны быть рассчитаны таким образом, чтобы избежать потери устойчивости при разрыве одной из оттяжек. Руководство по расчету таких мачт приведено в 2.3.7.2.

2.1.2 Обеспечение надежности

2.1.2.1 При проверке критических предельных состояний башен и мачт принимаются различные уровни надежности, в зависимости от возможных экономических и социальных последствий их разрушения.

2.1.2.2 [А.1(1)] Классификация надежности башен и мачт выполняется путем использования классов надежности, приведенных в Таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Классификация надежности башен и мачт

Класс надежности	
3	Башни и мачты, возведенные в населенных пунктах, или в местах, где их разрушение может вызвать травмирование или гибель людей. Башни и мачты, используемые для жизненно важного телекоммуникационного оборудования. Другие конструкции, последствия разрушения которых могут быть значительными
2	Все мачты и башни, которые нельзя отнести к классам 1 или 3
1	Мачты и башни, возведенные в нежилых районах на открытой местности

2.1.2.3 [А.2(1)] Частные коэффициенты воздействий принимаются в зависимости от класса надежности башни или мачты.

2.1.2.4 Значения частных коэффициентов для постоянных γ_G и переменных воздействий γ_Q приведены в Таблице 2.2.

2.1.2.5 При выборе для расчета башни или мачты частных коэффициентов воздействий можно принять во внимание преобладание воздействия ветра.

Таблица 2.2 – Частные коэффициенты постоянных и переменных воздействий

Тип воздействия	Класс надежности	Постоянные воздействия	Переменные воздействия (Q_s)
Неблагоприятные	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Благоприятные	Все классы	1,0	0,0
Случайные обстоятельства		1,0	1,0

2.1.2.6 При расчете динамической (пульсационной) составляющей ветрового воздействия применяют тот же коэффициент воздействий γ_Q , что и для статической (средней) составляющей. Ветровую нагрузку на конструкцию принимают как сумму средней и пульсационной составляющих.

2.1.2.7 При расчете башен и мачт высотой более 200 м, на которые не распространяются указания СН РК EN 1991-1-4 по определению ветрового воздействия, частные коэффициенты воздействий принимать по техническим условиям, разработанным организацией, уполномоченной государственным органом.

2.2 Принципы расчета по предельным состояниям

2.2.1 Согласно Разделу 3 СН РК EN 1990 различают критические предельные состояния и предельные состояния по эксплуатационной пригодности.

2.2.2 Критические предельные состояния – это состояния, связанные с безопасностью людей и сооружения.

При проектировании необходимо проверять следующие критические предельные состояния, согласно 3.3 и 6.4.1 СН РК EN 1990:

- потеря статического равновесия сооружения или любой его части, рассматриваемой как жесткое тело, при этом прочность материалов конструкций или основания, как правило, не являются определяющими (предельное состояние EQU);
- отказ по внутренней причине или в результате чрезмерных деформаций сооружения или его конструктивных элементов, включая фундаменты, стены подвалов и т.д., для которых прочность строительных материалов и основания является определяющей (предельное состояние STR);
- отказ сооружения или его частей в связи с усталостными явлениями или другими воздействиями, зависящими от времени (предельное состояние FAT).

2.2.3 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности – это состояния, связанные с функционированием сооружения или его части при нормальных условиях эксплуатации и связанные с комфортом людей и внешним видом (большие прогибы и отклонения) сооружения.

2.2.4 Определение несущей способности конструктивных элементов по предельным состояниям, характеристика которых приведена в 3.3 СН РК EN 1990, базируется на результатах испытаний, в ходе которых имела место пластичность материалов, достаточная для принятия упрощенных расчетных моделей. Поэтому значения несущей способности, приведенные в настоящем пособии, можно применять при условии соблюдения требований к материалам, приведенным в Разделе 3.

2.3 Воздействия и влияния окружающей среды

2.3.1 Воздействие ветра

2.3.1.1 Основные принципы расчета на ветровые воздействия

2.3.1.1.1 Ветровые воздействия на башни и мачты определяются в соответствии с СН РК EN 1991-1-4 с учетом дополнительных правил, изложенных в Приложении В к СН РК EN 1993-3-1.

Определение ветровой нагрузки для башен и мачт высотой более 200 м, на которые не распространяются указания СН РК EN 1991-1-4, следует принимать по техническим условиям, разработанным организацией, уполномоченной государственным органом.

2.3.1.1.2 [3.4(1) СН РК EN 1991-1-4] Ветровые воздействия, определяемые в соответствии с СН РК EN 1991-1-4, являются характеристическими (нормативными) значениями. Они определяются базовым значением скорости ветра или соответствующим скоростным напором. Базовые значения – это характеристические значения с годовой вероятностью превышения 0,02, что соответствует среднему периоду повторяемости 50 лет.

2.3.1.1.3 [4.1 СН РК EN 1991-1-4] Скорость ветра и соответствующий ей скоростной напор содержат среднюю составляющую и переменную (пульсационную) составляющую.

Среднюю скорость ветра v_m следует определять из базового значения скорости ветра v_b , зависящего от климатического режима ветра (см. 2.3.1.1.6) и от профиля скорости ветра по высоте. Профиль скорости ветра по высоте зависит от шероховатости местности и орографии (см. 2.3.1.1.7). Пиковое значение скоростного напора определяется по 2.3.1.1.11. Переменная (пульсационная) составляющая ветра представлена интенсивностью турбулентности I_v (см. 2.3.1.1.10).

2.3.1.1.4 [3.5(1) СН РК EN 1991-1-4] Реакция сооружения рассчитывается с применением пикового значения скоростного напора q_p на базовой высоте с учетом аэродинамических коэффициентов усилия или давления, а также конструкционного коэффициента c_{sd} . Значение q_p зависит от климатического режима ветра, шероховатости местности и орографии, а также от базовой высоты. Значение q_p представляет собой сумму среднего скоростного напора и переменной (пульсационной) составляющей давления.

2.3.1.1.5 Основное значение базовой скорости ветра

[4.2(1)Р СН РК EN 1991-1-4] Основное значение базовой скорости ветра $v_{b,0}$ является характеристическим значением средней скорости ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для II типа местности по Таблице 4.1 СН РК EN 1991-1-4, соответствующее 10-минутному интервалу осреднения независимо от времени года и направления ветра, с годовой вероятностью превышения 0,02, что соответствует среднему периоду повторяемости 50 лет.

Согласно НТП РК 01-01.3-2012, при отсутствии данных о базовых скоростях ветра со средним периодом повторяемости 50 лет (на переходный период, до составления карт климатических параметров территории Республики Казахстан) основное значение базовой скорости ветра рекомендуется определять с использованием значений характеристического (нормативного) давления ветра по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия. Приложение 5. Карта 3. Районирование территории СССР по давлению ветра» или, при наличии данных метеостанций, с использованием этих данных (см. Пример 2 НТП РК 01-01.3-2012).

ПРИМЕЧАНИЕ На Рисунке 2.1 приведен фрагмент этой карты, относящийся к территории Республики Казахстан. Значения характеристического давления приведены в Таблице 2.3, соответствующей Таблице 5 СНиП 2.01.07-85*.

Таблица 2.3 – Характеристическое значение ветрового давления

Ветровые районы СССР (принимаются по Карте 3 обязательного Приложения 5)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа (кгс/м ²)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

Согласно НТП РК 01-01.3-2012, ветровое давление определяется в соответствии с Формулой (7) СНиП 2.01.07-85*:

$$w_0 = 0,61 \cdot v_0^2 \quad (\text{Па}),$$

где v_0 – скорость ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа II по СН РК EN 1991-1-4 (идентичная типу местности А по СНиП 2.01.07-85*), соответствующая 10-минутному интервалу осреднения и превышаемая в среднем раз в 5 лет (годовая вероятность превышения 0,2).

Скорость ветра v_0 из Формулы (7) СНиП 2.01.07-85*:

$$v_0 = 40,49 \cdot \sqrt{w_0}, \quad (\text{м/с})$$

Переход от значения базовой скорости ветра с годовой вероятностью превышения 0,2 (по СНиП 2.01.07-85*) к значению с вероятностью 0,02 (по СН РК EN 1991-1-4) определяется, согласно НТП РК 01-01.3-2012, коэффициентом перехода $\gamma = 1,17$: $v_0^{50} = \gamma \cdot v_0^5$

Таким образом, для расчетов ветрового воздействия основное значение базовой скорости ветра принимается:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0}, \quad (2.1)$$

где w_0 – характеристическое значение ветрового давления в кПа (по Таблице 2.3).

2.3.1.1.6 [4.2(2) СН РК EN 1991-1-4] Базовое значение скорости ветра

Базовое значение скорости ветра v_b равно:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (2.2)$$

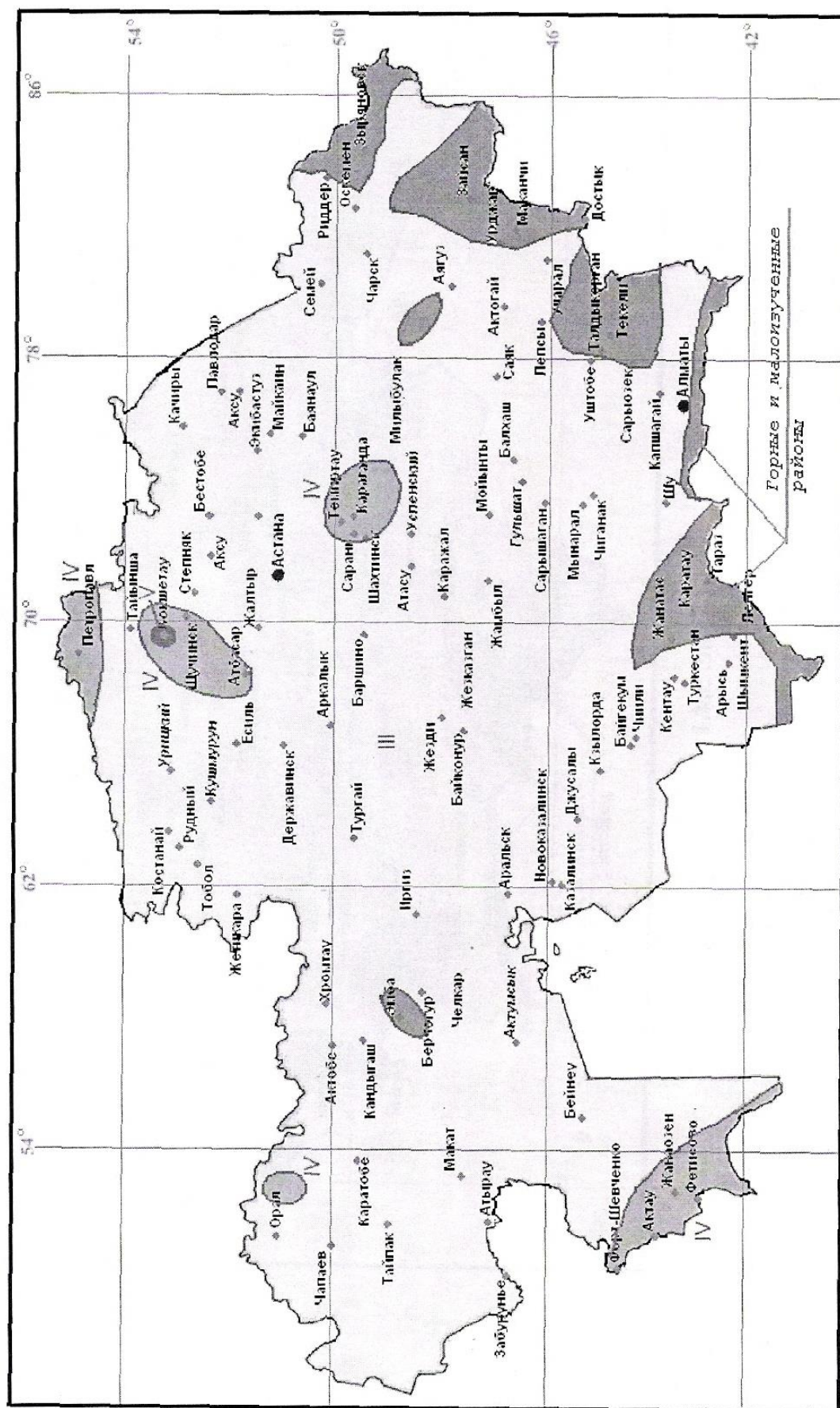


Рисунок 2.1 – Районирование территории Республики Казахстан по давлению ветра

где v_b – базовое значение скорости ветра, определяемое как функция направления ветра и времени года, на высоте 10 м над уровнем земли для типа местности II;
 $v_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра, по Формуле (2.1);
 c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра. В случае отсутствия информации о значении коэффициента, в расчетах следует использовать $c_{dir} = 1,0$;
 c_{season} – сезонный коэффициент. В случае отсутствия информации о значении коэффициента, в расчетах следует использовать $c_{season} = 1,0$.

2.3.1.1.7 [4.3.1 СН РК EN 1991-1-4] Средняя скорость ветра

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли, которая зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b , равна:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b, \quad (2.3)$$

где $c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности (см. Подпункт 2.3.1.1.8);

$c_o(z)$ – орографический коэффициент (см. 2.3.1.1.9). Если орография учтена в базовой скорости ветра, то $c_o(z) = 1,0$.

2.3.1.1.8 [4.3.2; А.2 СН РК EN 1991-1-4] Шероховатость местности

Коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности $c_r(z)$, определяет изменчивость средней скорости ветра $v_m(z)$ в месте расположения сооружения в зависимости от:

- высоты над уровнем земли;
- шероховатости местности с наветренной стороны сооружения для рассматриваемого направления ветра.

Коэффициент $c_r(z)$ определяется следующим методом, базирующемся на логарифмическом законе изменения профиля скорости ветра по высоте:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{для} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad (2.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{для} \quad z \leq z_{\min},$$

где z_0 – параметр шероховатости;

k_r – коэффициент местности, зависящий от параметра шероховатости z_0 и определяемый по следующей формуле:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07}, \quad (2.5)$$

где $z_{0,ji}$ – 0,05 м (тип местности II, Таблица 2.4);

z_{\min} – минимальная высота по Таблице 2.4;

z_{\max} – принят 200 м.

Значения параметров z_0 и z_{\min} зависят от типа местности. Рекомендуемые значения параметров указаны в Таблице 2.4 для пяти характерных типов местности.

Формула (2.4) верна, если расстояние с наветренной стороны с постоянной шероховатостью местности имеет величину, достаточную для образования стабильного профиля скорости ветра. Шероховатость местности, применяемая для заданного направления ветра, зависит от шероховатости почвы и величины участка наветренной стороны с постоянной шероховатостью местности в определенном угловом диапазоне относительно рас-

сматриваемого направления ветра. Небольшими площадями (менее 10 % рассматриваемой площади) с отличающимися шероховатостями можно пренебречь. Оценку шероховатости местности см. Рисунок 2.2.

Таблица 2.4 – Типы местности и параметры шероховатости

Тип местности		z_0 , м	z_{\min} , м
0	Моря или открытые побережья морей	0,003	1
I	Озера или плоская местность с незначительной растительностью без преград	0,01	1
II	Открытая местность с низкой, как трава растительностью и изолированными отдельно стоящими преградами (деревьями, зданиями), расстояние между которыми составляет как минимум 20-кратное значение их высоты	0,05	2
III	Местность с равномерной растительностью или зданиями или преградами, расстояние между которыми не превышает 20-кратного значения их высоты (деревни, пригородные зоны, протяженные лесные массивы)	0,3	5
IV	Территории, в пределах которых 15 % поверхности покрыто зданиями, высота которых превышает 15 м	1,0	10
ПРИМЕЧАНИЕ Типы местности проиллюстрированы в Приложении А.1 СН РК EN 1991-1-4			

Рекомендуется принимать угловой диапазон в форме углового сектора 30° , т.е. $\pm 15^\circ$ относительно рассматриваемого направления ветра.

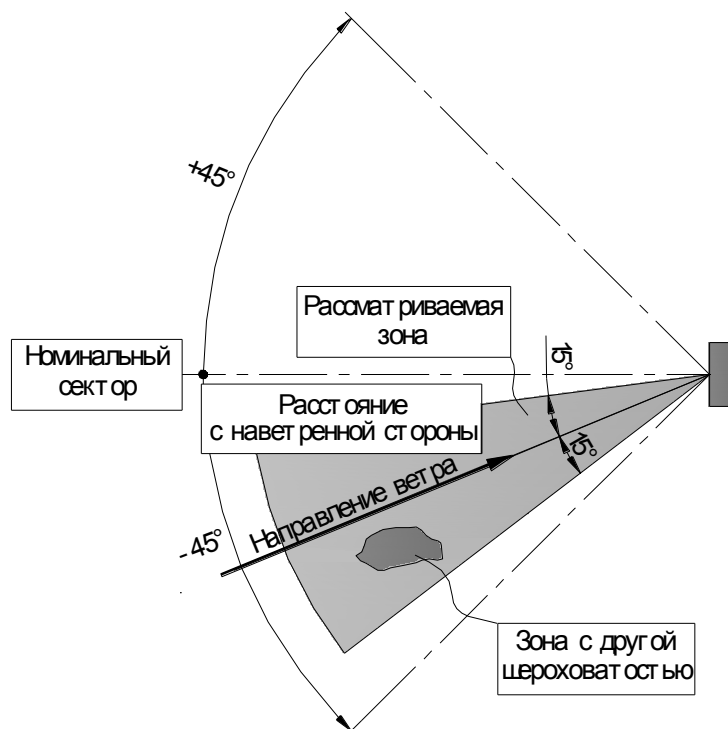


Рисунок 2.2 – Оценка шероховатости местности

Величину расстояния с наветренной стороны, при переходе между зонами с различной шероховатостью (типы местности 0 - IV), определяют следующими методами.

Первый метод.

Если здание находится вблизи места изменения шероховатости местности на расстоянии:

- менее 2 км от типа местности 0;
- менее 1 км от типа местности I – III,

то применяют меньшую шероховатость местности в направлении наветренной стороны.

Небольшие зоны (площадью менее 10 % от учитываемых) с шероховатостью, отличающейся от основной поверхности, можно не учитывать.

Второй метод:

а) определить шероховатости местности в направлении наветренной стороны в секторах обтекания, которые необходимо учитывать;

б) определить расстояния x между зданием и местом изменения шероховатости в каждом секторе;

с) если расстояние x между зданием и зоной смены шероховатости меньше значения, указанного в Таблице 2.5, то в рассматриваемом секторе применяют меньшее значение шероховатости. Если расстояние x больше значения, указанного в Таблице 2.5, то применяют большее значение шероховатости.

Таблица 2.5 – Расстояние x

Высота z , м	Между I и II зоной км	Между I и III зоной, км	Между II и III зоной, км	Между II и IV зоной, км	Между III и IV зоной, км
5	0,50	5,00	0,30	2,00	0,20
7	1,00	10,00	0,50	3,50	0,35
10	2,00	20,00	1,00	7,00	0,70
15	5,00	–	3,00	20,00	2,00
20	12,00	–	7,00	–	4,50
30	20,00	–	10,00	–	7,00
50	50,00	–	30,00	–	20,00

Небольшие зоны (площадью менее 10 % от учитываемых) с шероховатостью, отличающейся от основной поверхности, можно не учитывать.

Если в Таблице 2.5 не указано расстояние x или если высота здания превышает 50 м, то применяют меньшую шероховатость.

Для промежуточных значений высоты z допускается линейная интерполяция.

Здание, расположенное в определенном типе местности можно рассчитывать с применением меньшей шероховатости местности, если оно находится на расстоянии, не превышающем пределов, определенных в Таблице 2.5.

Если для рассматриваемого углового диапазона определен аэродинамический коэф-

коэффициент давления или усилия, применяют наименьший параметр шероховатости в пределах каждого ветрового сектора 30° .

Если внутри рассматриваемого углового диапазона существует два и более типов местности, применяют наименьший параметр шероховатости.

2.3.1.1.9 [4.3.3; А.3 СН РК EN 1991-1-4] **Орография**

В случаях, когда орография (горы, утесы и т.п.) повышает скорость ветра более чем на 5 %, это увеличение необходимо учитывать посредством применения орографического коэффициента c_o .

Влиянием орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее 3° . Расстояние с наветренной стороны должно учитываться, если оно не превышает 10-кратное значение высоты выступающего орографического элемента.

Ниже приводятся методы определения орографических коэффициентов.

На изолированных возвышенностях (холмах), горных хребтах или скалах и склонах возникают разные скорости ветра из-за уклона местности $\Phi = H/L_u$ в направлении набегающего потока. В этом случае H обозначает высоту, а L_u – фактическую длину, как представлено на Рисунке 2.3.

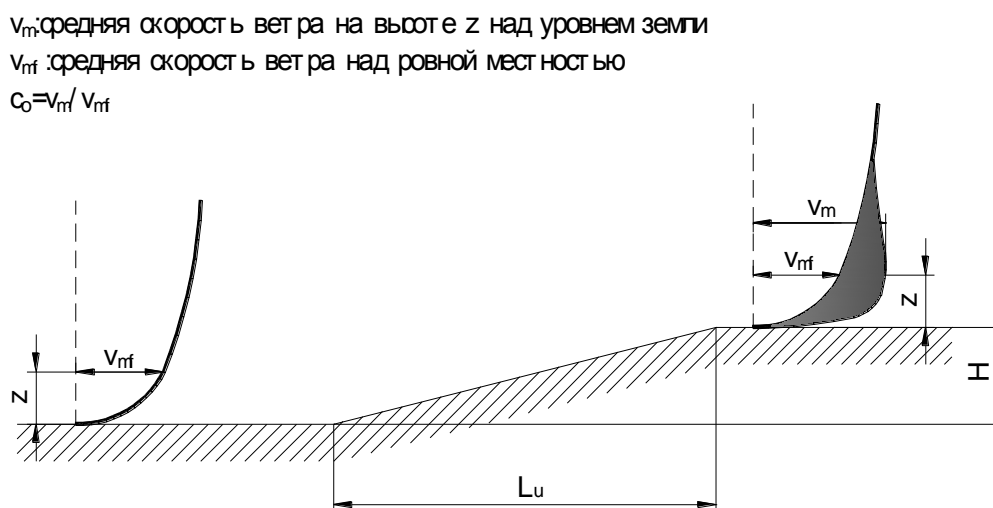


Рисунок 2.3 – Рисунок, показывающий увеличение скорости ветра на склоне

Наибольшее возрастание скорости ветра происходит у вершины склона и описывается орографическим коэффициентом c_o (см. Рисунок 2.3). Склон не оказывает существенного влияния на стандартное отклонение турбулентности σ_v (см. 2.3.1.1.10). Интенсивность турбулентности I_v снижается с увеличением скорости ветра, стандартное отклонение, напротив, не меняется.

Орографический коэффициент $c_o(z) = v_m/v_{mf}$ описывает возрастание средней скорости ветра для изолированных гор или склонов (не для холмистой местности или горных районов). Он относится к скорости ветра у подножия горы или склона. Влияние орографии необходимо учитывать в следующих ситуациях:

- для мест с наветренными склонами холмов или горных хребтов:
 - если $0,05 < \Phi \leq 0,3$ и $|x| \leq L_u/2$;
- для мест с подветренными склонами холмов или горных хребтов:

- если $\Phi < 0,3$ и $x \leq L_d/2$;
- если $\Phi \geq 0,3$ и $x < 1,6H$;
- с) для мест с наветренными склонами скал или крутыми склонами:
 - если $0,05 < \Phi \leq 0,3$ и $|x| \leq L_u/2$;
- д) для мест с подветренными склонами скал или крутыми склонами:
 - если $\Phi < 0,3$ и $x \leq 1,5L_e$;
 - если $\Phi \geq 0,3$ и $x < 5H$.

Орографический коэффициент c_o определяется следующим образом:

$$c_o = 1 \quad \text{для } \Phi < 0,05; \quad (2.6)$$

$$c_o = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{для } 0,05 < \Phi < 0,3; \quad (2.7)$$

$$c_o = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{для } \Phi > 0,3, \quad (2.8)$$

где s – локальный орографический коэффициент, определяемый по графикам на Рисунках 2.4 и 2.5, в зависимости от эффективной длины проекции наветренной стороны L_e ;

Φ – уклон по нормали к направлению действия ветра (см. Рисунки 2.4 и 2.5);

L_e – эффективная длина проекции наветренной стороны по Таблице 2.6;

L_u – фактическая длина проекции наветренной стороны (проекция на горизонталь);

L_d – фактическая длина проекции подветренной стороны;

H – эффективная высота перепада высот местности;

x – горизонтальное расстояние между местоположением сооружения и наивысшей точкой местности;

z – вертикальное расстояние, отсчитываемое от уровня основания местоположения сооружения.

Таблица 2.6 – Значения эффективной длины L_e

Тип склона ($\Phi = H/L_u$)	
Плоский ($0,05 < \Phi \leq 0,3$)	Крутой ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H/0,3$

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетные графики на Рисунках 2.4 и 2.5 превышают определенные выше диапазоны применения. Учет влияния орографии вне этого диапазона является необязательным.

В долинах допускается устанавливать коэффициент $c_o(z)$, равный 1,0, если можно исключить ускорения, вызванные эффектом диффузирования. Для расположенных в долинах сооружений следует проверить необходимость учета повышения скорости ветра.

Формулы (2.9), (2.11) и (2.12) могут применяться для расчетов локального орографического коэффициента s . Так как эти формулы получены эмпирическим путем, то важно, чтобы используемые параметры находились в заданных пределах, так как в противном случае следствием являются ошибочные результаты.

а) Наветренная зона при любой орографии (см. Рисунки 2.4 и 2.5):

$$\text{Для зоны } -1,5 \leq \frac{x}{L_u} \leq 0 \quad \text{и} \quad 0 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$$

применяют: $s = A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot x}{L_u}\right)}$, (2.9)

где $A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124$; (2.10)

и $B = 0,3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2,6456$.

Для $\frac{x}{L_u} < -1,5$ или $\frac{z}{L_e} > 2$ применяют $s = 0$.

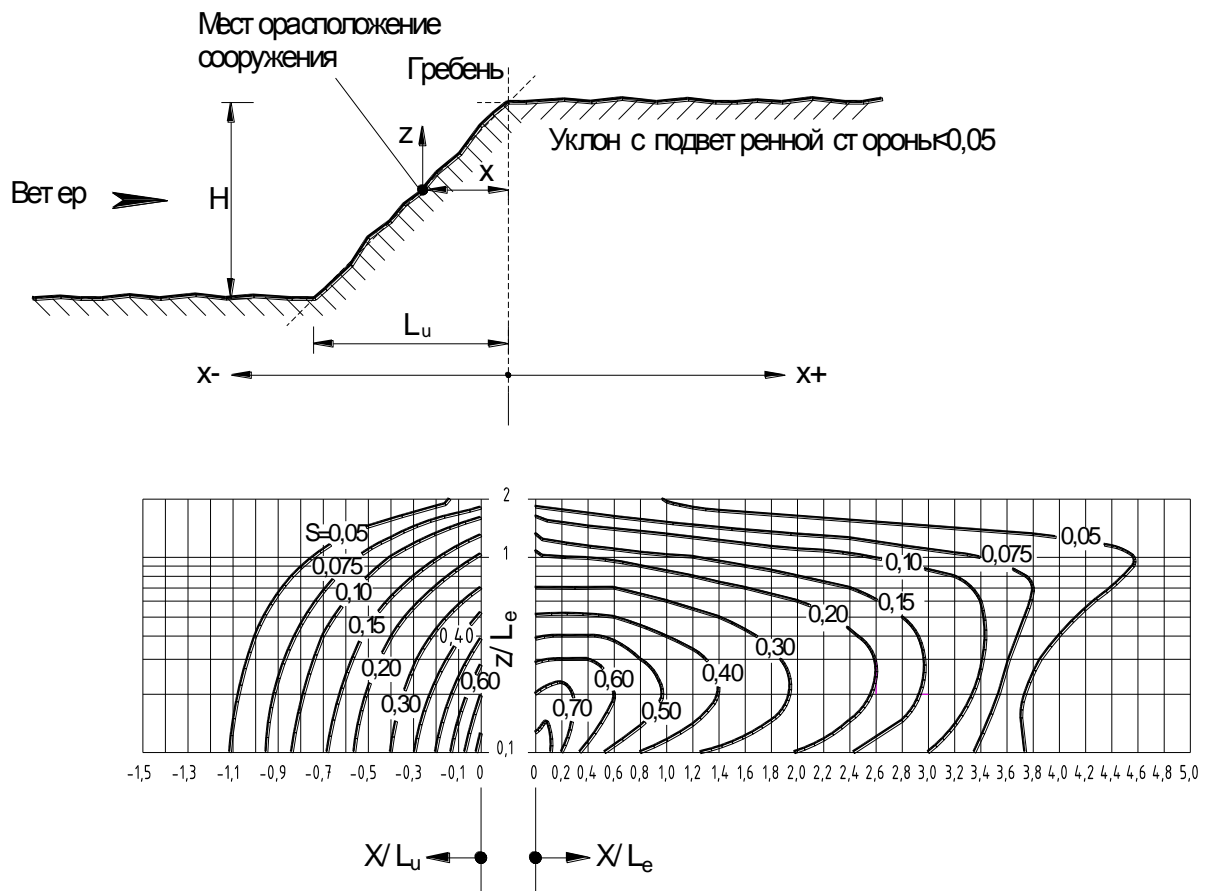


Рисунок 2.4 – Коэффициент s для склонов скал или крутых склонов

б) Подветренная зона склонов скал и крутых склонов (см. Рисунок 2.4):

Для зоны $0,1 \leq \frac{x}{L_e} \leq 3,5$ и $0,1 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$

применяют: $s = A \cdot \left(\log \left[\frac{x}{L_e}\right]\right)^2 + B \cdot \left(\log \left[\frac{x}{L_e}\right]\right) + C$, (2.11)

где $A = -1,3420 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e}\right]\right)^3 - 0,8222 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e}\right]\right)^2 + 0,4609 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e}\right] - 0,0791$

$$B = -1,0196 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^3 - 0,8910 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^2 + 0,5343 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e} \right] - 0,1156$$

$$C = 0,8030 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^3 + 0,4236 \cdot \left(\log \left[\frac{z}{L_e} \right] \right)^2 - 0,5738 \cdot \log \left[\frac{z}{L_e} \right] + 0,1606$$

В зонах $0 \leq \frac{x}{L_e} \leq 0,1$ выполняют интерполяцию между значениями:

$$\frac{x}{L_e} = 0 \text{ (} s = A \text{ в Формуле (2.10)) и } \frac{x}{L_e} = 0,1.$$

При $\frac{z}{L_e} < 0,1$ применяют значения $\frac{z}{L_e} = 0,1$.

При $\frac{x}{L_e} > 3,5$ или $\frac{z}{L_e} > 2,0$ применяют $s = 0$.

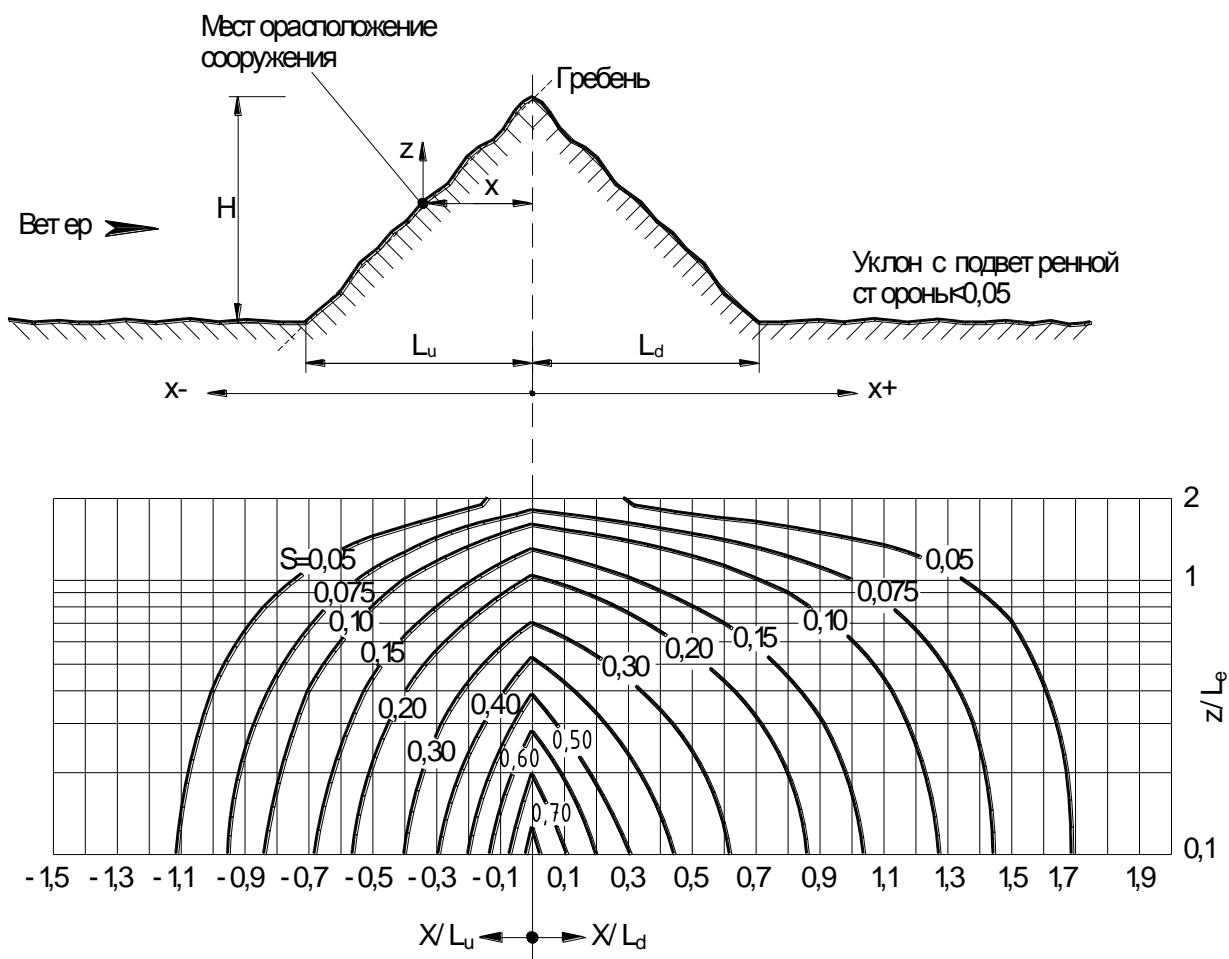


Рисунок 2.5 – Коэффициент s для холмов или горных хребтов

с) Подветренная зона холмов или горных хребтов (см. Рисунок 2.5):

Для зоны $0 \leq \frac{x}{L_d} \leq 2,0$ и $0 \leq \frac{z}{L_e} \leq 2,0$

применяют:
$$s = A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot x}{L_d}\right)}, \quad (2.12)$$

где $A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124;$

и $B = -0,3056 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 + 1,0212 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) - 1,7637.$

Для $\frac{x}{L_d} > 2,0$ или $\frac{z}{L_e} > 2,0$ применяют $s = 0$.

2.3.1.1.10 [4.4 СН РК EN 1991-1-4] Турбулентность ветра

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ на высоте z определена как отношение стандартного отклонения турбулентности к средней скорости ветра.

Турбулентная составляющая скорости ветра имеет среднее значение, равное нулю, и стандартное отклонение σ_v .

Стандартное отклонение турбулентности σ_v равно:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_i, \quad (2.13)$$

где k_r – коэффициент местности, по Формуле (2.5);

v_b – базовое значение скорости ветра, по Формуле (2.2);

k_i – коэффициент турбулентности. Значение коэффициента турбулентности принято $k_i = 1,0$.

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ равна:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad (2.14)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{для } z \leq z_{\min}$$

где k_i – коэффициент турбулентности;

c_o – орографический коэффициент, по 2.3.1.1.9;

z_0 – параметр шероховатости по Таблице 2.4.

2.3.1.1.11 [4.5 СН РК EN 1991-1-4] Пиковое значение скоростного напора

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ на высоте z , учитывающее среднюю скорость и переменные (пульсационные) колебания, следует определять, согласно Национальному Приложению к СН РК EN 1991-1-4, по формуле:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (2.15)$$

где ρ – плотность воздуха, которая зависит от высоты над уровнем моря, температуры и барометрического давления. Значение должно определяться в соответствии с регионами возникновения урагана. В расчетах следует использовать значение $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$;

$c_e(z)$ – коэффициент экспозиции, определяемый по формуле:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}, \quad (2.16)$$

где q_b – значение среднего (базового) скоростного напора, равного:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.17)$$

Значение «7» в Формуле (2.15) соответствует пиковому коэффициенту $k_p = 3,5$ (см. 2.3.1.1.18) и применяется с аэродинамическими коэффициентами давления и усилия. Для ровной местности при $c_o(z) = 1,0$ коэффициент экспозиции $c_e(z)$ представлен на Рисунке 2.6 в виде функции высоты (над местностью) и типа местности (по Таблице 2.4).

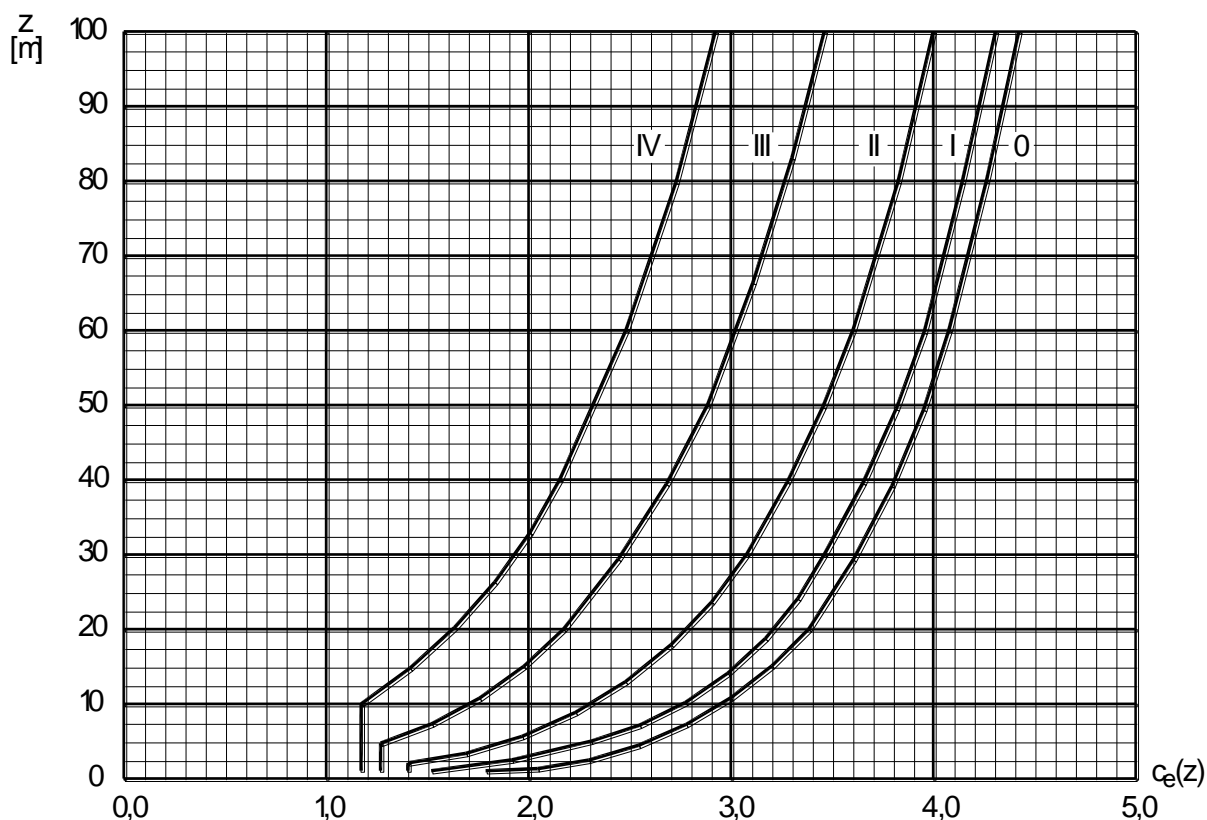


Рисунок 2.6 – Графическое представление коэффициента экспозиции $c_e(z)$ для $c_o = 1,0$, $k_i = 1,0$

2.3.1.1.12 Ветровые нагрузки

В соответствии с 5.3(2) СН РК EN 1991-1-4, ветровая нагрузка F_w , действующая на конструкцию или конструктивный элемент, может быть определена непосредственно по формуле:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (2.18)$$

или векторной суммой ветровых нагрузок, действующих на отдельные конструктивные элементы, с использованием формулы:

$$F_{w,j} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{элементы}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad (2.19)$$

где $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент (см. 2.3.1.1.13);

c_f – аэродинамический коэффициент усилия для конструкции или конструктивного элемента;

$q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра (по 2.3.1.1.11);

z_e – базовая высота, равная высоте до верхней отметки рассматриваемого элемента (согласно Разделу 7 СН РК EN 1991-1-4), или равная высоте от поверхности земли, на которой необходимо определить ветровую нагрузку;

A_{ref} – базовая площадь конструкции или конструктивного элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ В 2.3.1.3 значения коэффициентов c_f указаны для конструкций или конструктивных элементов прямоугольного сечения, с сечениями с острыми краями, с сечениями, имеющими форму правильного многоугольника, кругового цилиндра, решетчатых конструкций и др.

2.3.1.1.13 Конструкционный коэффициент c_{sd}

В соответствии с 6.1(1) СН РК EN 1991-1-4, конструкционный коэффициент c_{sd} учитывает возможность одновременного возникновения пиковых значений скоростного напора ветра по всей поверхности (составляющая c_s), а также влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра (составляющая c_d).

Конструкционный коэффициент c_{sd} может быть разделен на масштабный (размерный) коэффициент c_s и динамический коэффициент c_d .

В соответствии с 6.2 СН РК EN 1991-1-4, значение коэффициента c_{sd} допускается определять следующим образом:

- а) для сооружений высотой $h < 15$ м допускается принимать $c_{sd} = 1$;
- б) для дымовых труб с круглым поперечным сечением и высотой $h < 60$ м и $h < 6,5 \cdot d$ (где d – диаметр) допускается принимать $c_{sd} = 1$;
- в) в остальных случаях коэффициент c_{sd} определяют, в соответствии с 6.3.1(1) СН РК EN 1991-1-4, по формуле:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}, \quad (2.20)$$

где z_s – базовая высота для определения конструкционного коэффициента, принимаемая для вертикальных сооружений, в соответствии с Рисунком 6.1 СН РК EN 1991-1-4, равной: $z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{min}$, где h – высота сооружения;

k_p – пиковый коэффициент как отношение максимального значения пульсационной составляющей реакции сооружения к его стандартному отклонению;

I_v – интенсивность турбулентности (по 2.3.1.1.10);

B^2 – фоновая составляющая реакции, учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции;

R^2 – резонансная составляющая реакции, учитывающая резонансные колебания с учетом формы колебаний вследствие турбулентности.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Масштабный (размерный) коэффициент c_s учитывает снижение эффекта от ветрового воздействия в результате одновременного появления пиковых значений скоростного напора ветра на поверхности и рассчитывается следующим образом:

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.21)$$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Динамический коэффициент c_d учитывает влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра и рассчитывается следующим образом:

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (2.22)$$

В соответствии с 6.3.1(2)Р СН РК EN 1991-1-4, расчет по Формуле (2.20) применяется при условии, что учитывается только первая изгибная форма в направлении действия ветра с перемещениями постоянного знака. Второй и последующими формами изгибных колебаний в направлении действия ветра можно пренебречь.

2.3.1.1.14 Определение параметров k_p , B и R выполняется, в соответствии с Приложением В СН РК EN 1991-1-4, по методу, приведенному в 2.3.1.1.15.

2.3.1.1.15 [В.1(1) СН РК EN 1991-1-4] Масштаб длины турбулентности $L(z)$ представляет среднюю величину порывов естественного ветра. Для высоты z ниже 200 м масштаб длины турбулентности рассчитывается по формуле:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha \quad \text{при } z \geq z_{\min}$$

$$L(z) = L(z_{\min}) \quad \text{при } z < z_{\min}$$
(2.23)

принимая базовую высоту $z_t = 200$ м, базовый масштаб длины $L_t = 300$ м и $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$, где параметр шероховатости z_0 в м. Минимальная высота z_{\min} указана в Таблице 2.4.

2.3.1.1.16 [В.1(2) СН РК EN 1991-1-4] Распределение воздушного потока в диапазоне частот определяется безразмерной функцией спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$, вычисляемой по формуле:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}}, \quad (2.24)$$

где $S_v(z, n)$ – односторонний дисперсный спектр ветра;

$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$ – безразмерная частота, определяемая по $n = n_{1,x}$, собственной

частоте изгибных колебаний сооружения в Гц, средней скорости ветра $v_m(z)$ и масштабу длины турбулентности $L(z)$, определяемой по Формуле (2.23). Функция спектральной плотности силы ветра представлена на Рисунке 2.7.

2.3.1.1.17 [В.2(2) СН РК EN 1991-1-4] Фоновая составляющая реакции B^2 , учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции, рассчитывается по формуле:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}}, \quad (2.25)$$

где b, h – ширина и высота сооружения в направлении, перпендикулярном ветру;

$L(z_s)$ – масштаб длины турбулентности, определяемый по Формуле (2.23) для базовой высоты z_s . С целью безопасности может применяться $B^2 = 1$.

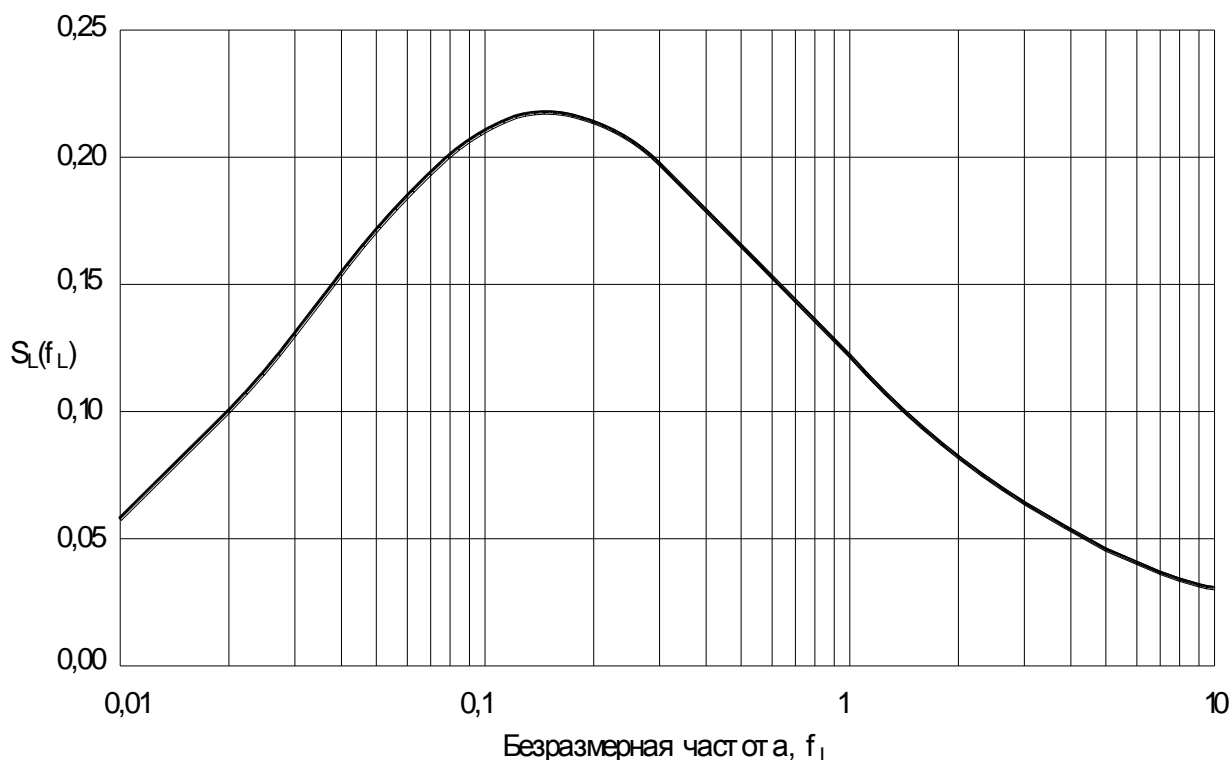


Рисунок 2.7 – Функция спектральной плотности $S_L(f_L)$

2.3.1.1.18 [B.2(3) СН РК EN 1991-1-4] Пиковый коэффициент k_p определен как отношение максимального значения пульсационной составляющей реакции сооружения к его стандартному отклонению. Он рассчитывается по Формуле (2.26) и представлен на Рисунке 2.8.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (2.26)$$

или $k_p = 3$, определяющим является большее значение,
где v – частота восходящего потока по Формуле (2.27);

T – период осреднения для средней скорости ветра, $T = 600$ с.

2.3.1.1.19 [B.2(4) СН РК EN 1991-1-4] Частоту восходящего потока v определяют по формуле:

$$v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; \quad v \geq 0,08 \text{ Гц}, \quad (2.27)$$

где $n_{1,x}$ – собственная частота изгибных колебаний сооружения.

Ограничение $v \geq 0,08$ Гц соответствует пиковому коэффициенту 3,0.

2.3.1.1.20 [F.2(1)-(4) СН РК EN 1991-1-4] Собственную частоту изгибных колебаний сооружения можно определять в соответствии с Приложением F СН РК EN 1991-1-4:

а) Для консольных конструкций с центром масс (одной массой) на конце стержня для расчета основной собственной частоты изгиба n_1 конструкции может применяться упрощенная формула:

$$n_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}}, \quad (2.28)$$

где g – ускорение свободного падения, равное $9,81 \text{ м/с}^2$;

x_1 – максимальное перемещение под действием собственного веса в направлении колебаний, м.

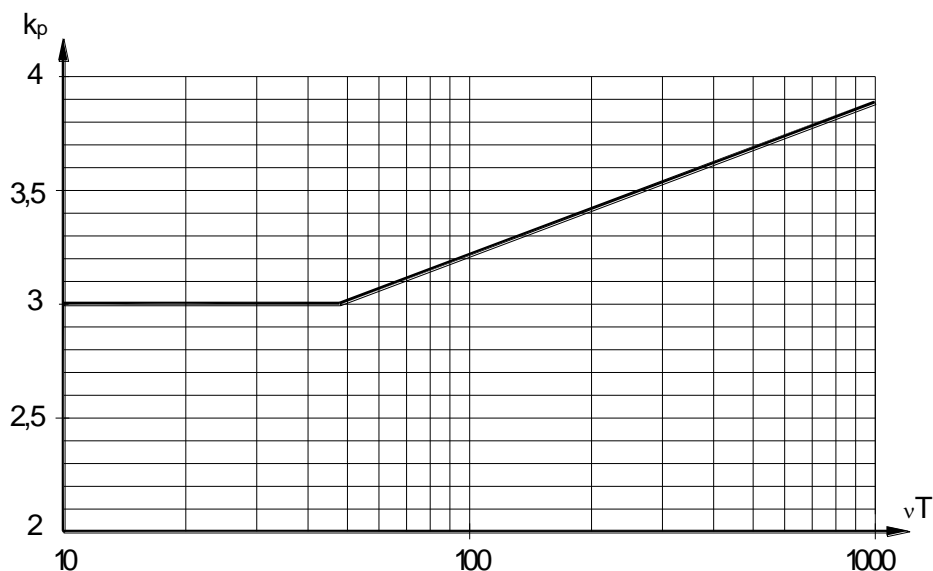


Рисунок 2.8 – Пиковый коэффициент

б) Основная собственная изгибная частота n_1 для многоэтажных зданий высотой более 50 м может определяться по формуле:

$$n_1 = \frac{46}{h}, \quad \text{Гц} \quad (2.29)$$

где h – высота здания, м.

Эта формула рекомендована также для башен.

в) Основная собственная изгибная частота n_1 дымовых труб может оцениваться по формуле:

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{\text{eff}}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}}, \quad \text{Гц} \quad (2.30)$$

с применением $h_{\text{eff}} = h_1 + \frac{h_2}{3}$,

где b – верхний диаметр дымовой трубы, м;

h_{eff} – эффективная высота дымовой трубы, м. h_1 и h_2 указаны на Рисунке 2.9;

W_s – вес элементов конструкции дымовой трубы, создающих жесткости;

W_t – общий вес дымовой трубы;

ε_1 – равен 1000 – для стальных дымовых труб.

$h_3 = h_1/3$, где h_3 учитывается при определении эквивалентной массы на единицу длины m_e для основной формы колебаний (см. дальше, Формула (2.39)).

г) Основная частота $n_{1,0}$ эллиптических колебаний длинной цилиндрической оболочки без колец жесткости может рассчитываться по формуле:

$$n_{1,0} = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^4}}, \quad (2.31)$$

где E – модуль упругости, Н/м²;

t – толщина оболочки, м;

ν – коэффициент Пуассона;

μ_s – масса оболочки на единицу площади, кг/м²;

b – диаметр оболочки, м.

По Формуле (2.31) получают минимальную собственную частоту оболочки. Кольца жесткости повышают собственную частоту n_0 .

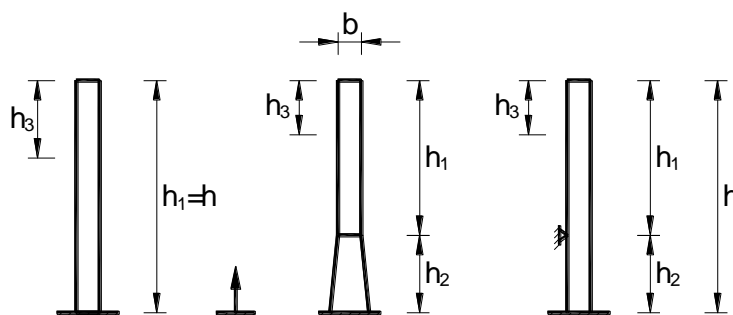


Рисунок 2.9 – Размеры для дымовых труб

2.3.1.1.21 [В.2(5) СН РК EN 1991-1-4] Резонансная составляющая реакции R^2 , учитывающая резонансные колебания с учетом формы колебаний вследствие турбулентности, определяется по формуле:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b, \quad (2.32)$$

где δ – логарифмический декремент затухания (см. 2.3.1.1.23);

S_L – безразмерная функция спектральной плотности силы ветра по Формуле (2.24);

R_h, R_b – функции аэродинамической проводимости, определяемые по Формулам (2.33) и (2.34).

2.3.1.1.22 [В.2(6) СН РК EN 1991-1-4] Функции аэродинамической проводимости R_h и R_b для формы основных изгибных колебаний рассчитываются по формулам:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}); \quad R_h = 1 \text{ для } \eta_h = 0; \quad (2.33)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}); \quad R_b = 1 \text{ для } \eta_b = 0; \quad (2.34)$$

с применением $\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$ и $\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$.

ПРИМЕЧАНИЕ Для форм колебаний с дополнительными узлами колебаний требуются более точные исследования.

2.3.1.1.23 Логарифмический декремент затухания

В соответствии с F.5(1) СН РК EN 1991-1-4, логарифмический декремент затухания

δ в Формуле (2.32) для основной формы изгибных колебаний определяется по формуле:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (2.35)$$

где δ_s – логарифмический декремент конструкционного затухания;

δ_a – логарифмический декремент аэродинамического затухания основной собственной формы;

δ_d – логарифмический декремент затухания вследствие специальных мероприятий (гасители колебаний, жидкостной амортизатор).

2.3.1.1.24 В соответствии с F.5(2) СН РК EN 1991-1-4, приближенные значения логарифмического декремента конструкционного затухания δ_s указаны в Таблице 2.7, соответствующей Таблице F.2 СН РК EN 1991-1-4.

Таблица 2.7 – Приближенные значения логарифмического декремента конструкционного затухания δ_s для основной формы колебаний конструкций

Тип сооружения		Значения конструкционного затухания δ_s
Нефутерованные сварные стальные дымовые трубы без наружной теплоизоляции		0,012
Нефутерованные сварные стальные дымовые трубы с наружной теплоизоляцией		0,020
Стальные дымовые трубы с обсадной трубой и с наружной теплоизоляцией ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b \leq 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
Стальные дымовые трубы с двумя и более обсадными трубами и с наружной теплоизоляцией ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b \leq 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
Стальные дымовые трубы с внутренней кирпичной облицовкой		0,070
Стальные дымовые трубы с внутренней облицовкой из торкретбетона		0,030
Связанные стальные дымовые трубы без обсадной трубы		0,015
Расчлененные стальные дымовые трубы без обсадной трубы		0,04
Стальные башни решетчатой конструкции	сварные	0,02
	высокопрочные болты	0,03
	обыкновенные болты	0,05
Канаты	Пряди из параллельных проволок	0,006
	Канаты спиральные	0,020
^{a)} Для промежуточных значений h/b допускается линейная интерполяция		

2.3.1.1.25 В соответствии с F.5(3) СН РК EN 1991-1-4, логарифмический декремент аэродинамического затухания δ_a для колебаний в направлении действия ветра определяется по формуле:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e}, \quad (2.36)$$

где c_f – коэффициент усилия (нагрузки) в направлении действия ветра (для башен и мачт см. 2.3.1.4.3);

μ_e – эквивалентная масса на единицу площади конструкции, которая для прямоугольной поверхности рассчитывается по формуле:

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) \cdot \Phi_1^2(y, z) dy dz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dy dz}, \quad (2.37)$$

где $\mu(y, z)$ – масса на единицу площади конструкции;

$\Phi(y, z)$ – модальная форма.

Масса на единицу площади конструкции в точке максимальной амплитуды модальной формы является для обычных случаев хорошим приближением для μ_e .

2.3.1.1.26 В соответствии с F.5(4) СН РК EN 1991-1-4, в большинстве случаев модальные отклонения $\Phi(y, z)$ постоянны для каждой точки по высоте и вместо Формулы (2.36) для логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a для колебаний в направлении действия ветра может использоваться формула:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}, \quad (2.38)$$

где m_e – эквивалентная масса на единицу длины для основной формы колебаний.

2.3.1.1.27 [F.4(1),(2) СН РК EN 1991-1-4] **Эквивалентная масса**

Эквивалентная масса на единицу длины определяется по формуле:

$$m_e = \frac{\int_0^\ell m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^\ell \Phi_1^2(s) ds}, \quad (2.39)$$

где m – масса на единицу длины;

ℓ – высота или длина пролета конструкции или конструктивного элемента;

Φ_1 – основная форма изгибных колебаний, определяемая по Формуле (2.40);

$i = 1$ – номер модальной формы.

Для консольных конструкций с неравномерным распределением массы эквивалентная масса m_e может быть приближенно определена через среднее значение m , распределенное в верхней трети h_3 сооружения (см. Рисунок 2.9, где $h_3 = h_1/3$).

2.3.1.1.28 [F.3(1) СН РК EN 1991-1-4] **Основная форма колебания**

Основная изгибная форма $\Phi_1(z)$ для консольных конструкций, таких как здания, башни и дымовые трубы, может быть определена по формуле:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (2.40)$$

$\zeta = 2,0$ – для башен и дымовых труб;

$\zeta = 2,5$ – для металлических башен решетчатой конструкции.

На Рисунке 2.10 приведены графики для основной изгибной формы $\Phi_1(z)$ для консольных конструкций.

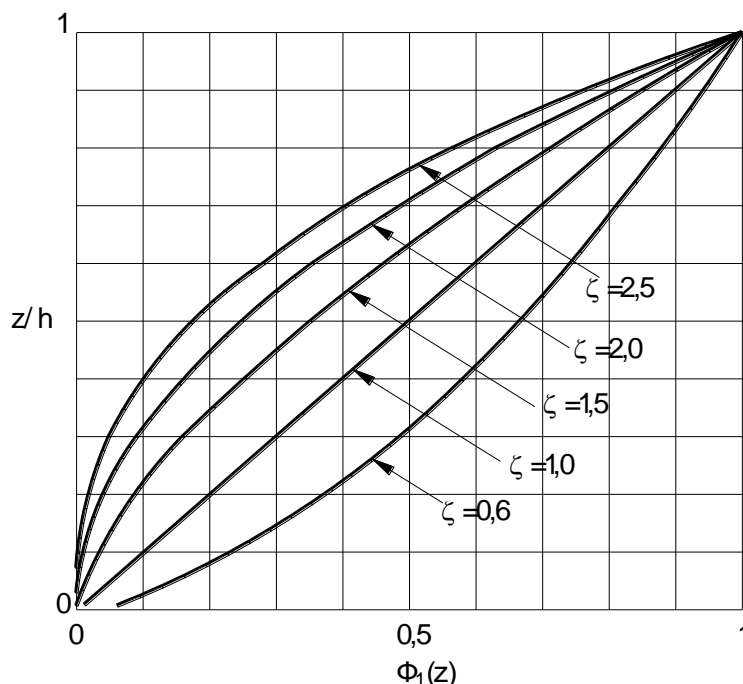


Рисунок 2.10 – Основная форма изгибных колебаний для зданий, башен и дымовых труб, работающих как консольные конструкции

2.3.1.1.29 Если на сооружении применены устройства для гашения колебаний, то δ_d определяют на основании соответствующего теоретического или экспериментального метода.

2.3.1.2 Аэродинамические коэффициенты усилий и коэффициенты внешнего давления

2.3.1.2.1 Аэродинамические коэффициенты усилий c_f для конструкции или конструктивного элемента и коэффициенты внешнего давления c_{pe} определяются по указаниям Раздела 7 СН РК EN 1991-1-4.

В настоящей части пособия приведены принципы определения коэффициента усилий c_f , в соответствии с правилами вышеуказанного раздела, для элементов с прямоугольным сечением, элементов с острыми краями в сечении, элементов с поперечным сечением, имеющим форму правильного многоугольника, для круговых цилиндров и для решетчатых конструкций, а также определение коэффициента внешнего давления для круговых цилиндров.

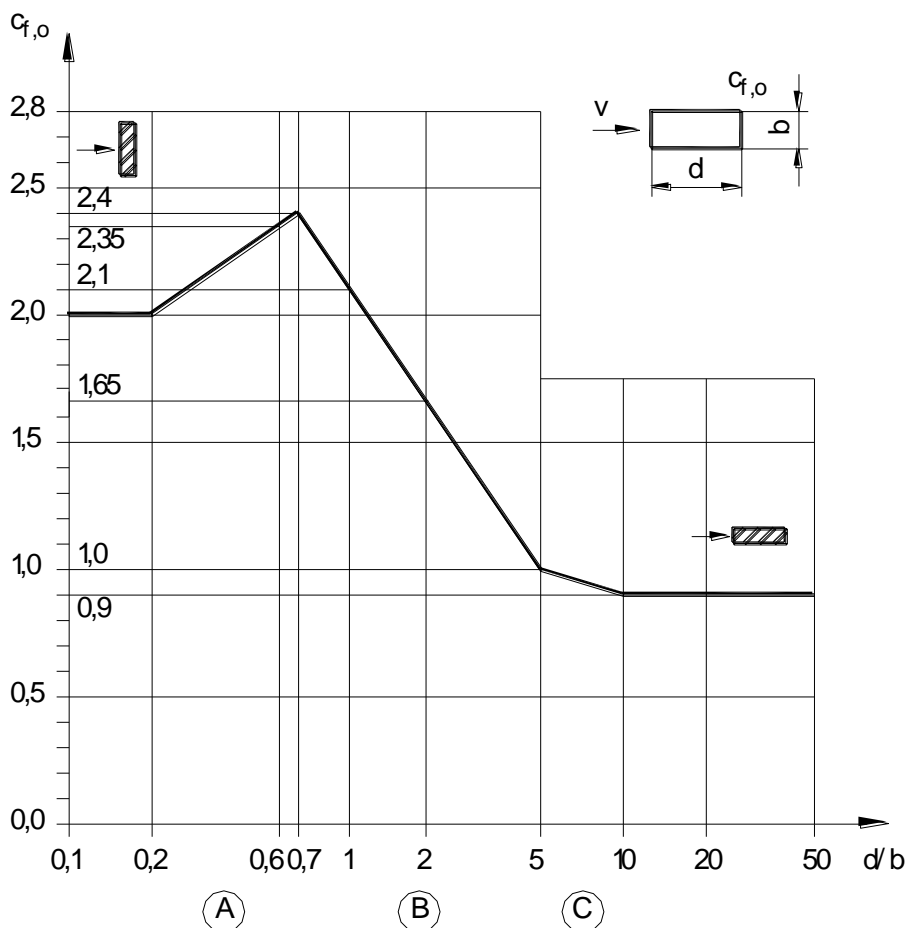
2.3.1.2.2 [7.6(1),(2) СН РК EN 1991-1-4] Конструктивные элементы с прямоугольным поперечным сечением

Коэффициент усилия c_f для конструктивных элементов с прямоугольным поперечным сечением при направлении набегающего потока нормально стороне поперечного сечения равен:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_T \cdot \psi_{\lambda}, \quad (2.41)$$

где $c_{f,0}$ – коэффициент усилия для элементов прямоугольного поперечного сечения с

острыми углами и без свободного обтекания концов, приведенный на Рисунке 2.11;
 ψ_r – понижающий коэффициент для конструкций квадратного поперечного сечения со скругленными углами в зависимости от числа Рейнольдса;
 ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект для конструкций со свободным обтеканием концов (см. 2.3.1.2.9).



Определение коэффициента в сечениях: A – $c_{f,0} = 0,3193 \cdot \ln(d/b) + 2,5139$

B – $c_{f,0} = -0,7121 \cdot \ln(d/b) + 2,1460$

C – $c_{f,0} = -0,1443 \cdot \ln(d/b) + 1,2322$

Рисунок 2.11 – Коэффициенты усилия $c_{f,0}$ для конструкций прямоугольного поперечного сечения с острыми углами и без свободного обтекания концов

Верхние предельные значения коэффициента ψ_r указаны на Рисунке 2.12. Они определены для условий слабой турбулентности и являются безопасными.

Базовую площадь A_{ref} следует определить по формуле:

$$A_{ref} = \ell \cdot b, \quad (2.42)$$

где ℓ – длина рассматриваемого конструктивного элемента.

Базовая высота z_e равна максимальной высоте над поверхностью земли для рассматриваемого сечения.

Для пластинчатых поперечных сечений ($d/b < 0,2$) подъемные силы при определенных углах атаки набегающего потока могут приводить к повышению значений c_f до 25 %.

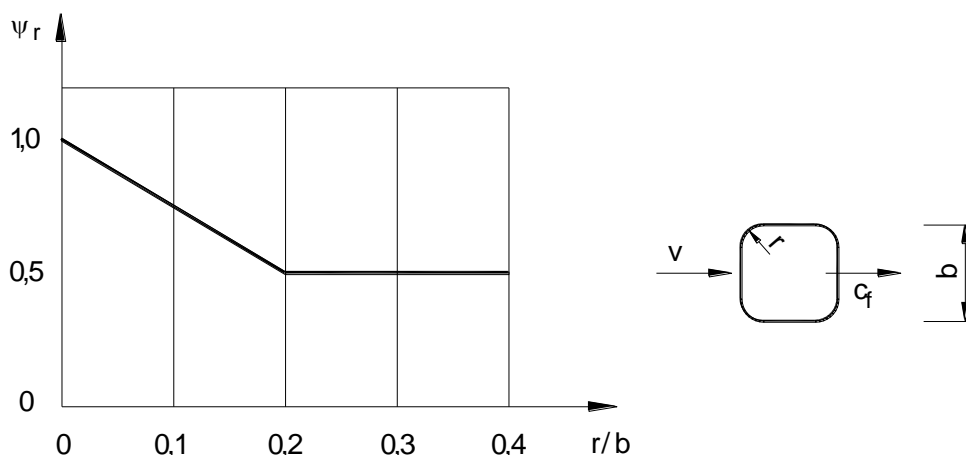


Рисунок 2.12 – Понижающий коэффициент ψ_r для конструкций квадратного поперечного сечения со скругленными углами

2.3.1.2.3 [7.7(1)-(3) СН РК EN 1991-1-4] Конструктивные элементы с острыми краями в сечении

Коэффициент усилия c_f для конструктивных элементов с острыми краями в сечении (см. Рисунок 2.13) следует рассчитывать по формуле:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.43)$$

где ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9).

Для всех элементов без свободного обтекания концов следует использовать значение коэффициента $c_{f,0} = 2,0$. Это значение основывается на измерениях при слабых турбулентных условиях и дает безопасный результат.

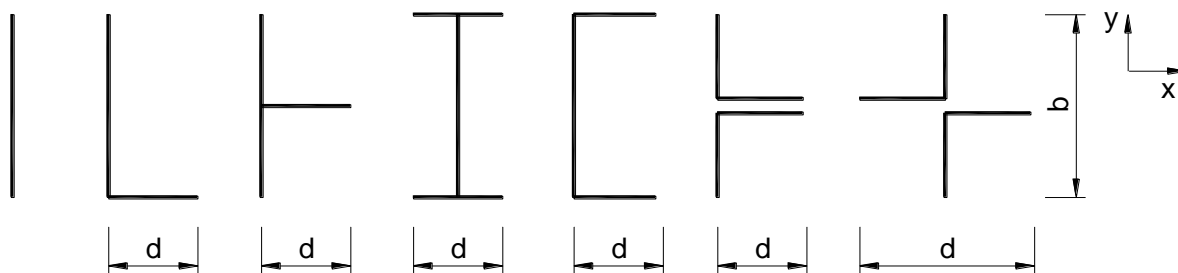


Рисунок 2.13 – Сечения с острыми краями

Следует принимать следующие значения базовой площади A_{ref} (см. Рисунок 2.13):

$$\begin{aligned} - \text{в направлении } x: & \quad A_{ref,x} = \ell \cdot b \\ - \text{в направлении } y: & \quad A_{ref,y} = \ell \cdot d' \end{aligned} \quad (2.44)$$

где ℓ – длина рассматриваемого конструктивного элемента.

Во всех случаях базовую высоту z_e следует принимать равной максимальной высоте над поверхностью земли для рассматриваемого сечения.

2.3.1.2.4 [7.8(1)-(4) СН РК EN 1991-1-4] Конструктивные элементы с поперечным сечением, имеющим форму правильного многоугольника

Коэффициент усилия c_f для конструктивных элементов с поперечным сечением, имеющим форму правильного многоугольника с пятью и более гранями равен:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.45)$$

где ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9);

$c_{f,0}$ – коэффициент усилия для конструктивных элементов без свободного обтекания концов.

Рекомендуемые значения коэффициента $c_{f,0}$ (с запасом прочности), полученные измерениями при слабых турбулентных условиях, приведены в Таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Коэффициенты усилия $c_{f,0}$ для элементов с поперечным сечением, имеющим форму правильного многоугольника

Число сторон	Поперечное сечение	Свойства поверхности и исполнение кромок	Число Рейнольдса $Re^{1)}$	$c_{f,0}$
5	Пятиугольник	Все	Все	1,80
6	Шестиугольник	Все	Все	1,60
8	Восьмиугольник	Гладкая поверхность $r/b < 0,075^{2)}$	$Re \leq 2,4 \cdot 10^5$	1,45
			$Re \geq 3 \cdot 10^5$	1,30
		Гладкая поверхность $r/b \geq 0,075^{2)}$	$Re \leq 2 \cdot 10^5$	1,30
			$Re \geq 7 \cdot 10^5$	1,10
10	Десятиугольник	Все	Все	1,30
12	Двенадцатиугольник	Гладкая поверхность ³⁾ со скругленными кромками	$2 \cdot 10^5 < Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,90
			$Re < 4 \cdot 10^5$	1,30
		Другое	$Re > 4 \cdot 10^5$	1,10
16 – 18	Шестнадцатиугольник - восемнадцатиугольник	Гладкая поверхность ³⁾ со скругленными кромками	$Re < 2 \cdot 10^6$	Как кру- говой цилиндр, см. 2.3.1.2.5
			$2 \cdot 10^5 \leq Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,70

¹⁾ Формула для числа Рейнольдса Re приведена в 2.3.1.2.5 для $v = v_m$. Значения v_m – см. 2.3.1.1.7.

²⁾ r – радиус закругления, b – диаметр описанной окружности.

³⁾ Определена с помощью испытаний в аэродинамической трубе на модели с гальвани-
зированными стальными поверхностями с поперечным сечением $b = 0,3$ м и радиусом скругле-
ния $0,06b$.

Базовую площадь A_{ref} следует определять по формуле:

$$A_{ref} = \ell \cdot b, \quad (2.46)$$

где ℓ – длина рассматриваемого конструктивного элемента;
 b – диаметр описанной окружности, см. Рисунок 2.14.

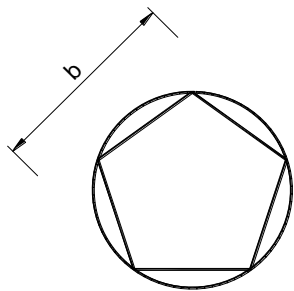


Рисунок 2.14 – Конструктивный элемент с поперечным сечением, имеющим форму правильного многоугольника

Во всех случаях базовую высоту z_e следует принимать равной максимальной высоте над поверхностью земли для рассматриваемого сечения.

2.3.1.2.5 [7.9(1)-(6) СН РК EN 1991-1-4] Коэффициенты внешнего давления для кругового цилиндра

Коэффициент внешнего давления c_{pe} для кругового цилиндра зависит от числа Рейнольдса Re , которое определяется по формуле:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}, \quad (2.47)$$

где b – диаметр;

v – кинематическая вязкость воздуха ($v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$);

$v(z_e)$ – пиковое значение скорости ветра на базовой высоте z_e , в соответствии с Примечанием 2 к Рисунку 2.15.

Коэффициент внешнего давления c_{pe} для кругового цилиндра равен:

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda a} \quad (2.48)$$

где $c_{p,0}$ – коэффициент внешнего давления для цилиндра с бесконечной гибкостью λ ;

$\psi_{\lambda a}$ – коэффициент, учитывающий концевой эффект для кругового цилиндра.

На Рисунке 2.15 представлен коэффициент внешнего давления $c_{p,0}$ для различных значений чисел Рейнольдса в зависимости от угла α .

Коэффициент, учитывающий концевой эффект для кругового цилиндра $\psi_{\lambda a}$ равен:

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda a} &= 1 && \text{при } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min}; \\ \psi_{\lambda a} &= \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}}\right)\right) && \text{при } \alpha_{\min} < \alpha < \alpha_A; \\ \psi_{\lambda a} &= \psi_\lambda && \text{при } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ, \end{aligned} \quad (2.49)$$

где α_A – положение разделения потока на окружности (см. Рисунок 2.15)

ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9).

Базовую площадь A_{ref} следует определять по формуле:

$$A_{ref} = \ell \cdot b \quad (2.50)$$

Во всех случаях базовую высоту z_e следует принимать равной максимальной высоте над поверхностью земли для рассматриваемого сечения.

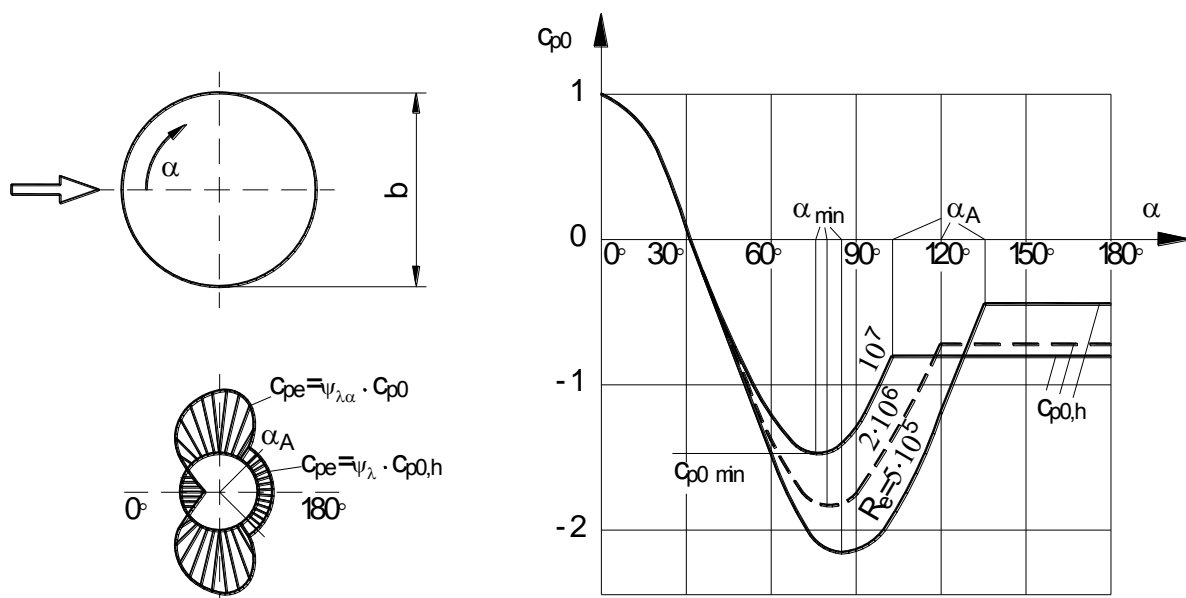


Рисунок 2.15 – Распределение давления по поперечному сечению кругового цилиндра без свободного обтекания концов для различных чисел Рейнольдса

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Промежуточные значения допускается принимать линейной интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Репрезентативные значения α_{\min} , $C_{p0,\min}$, α_A и $C_{p0,h}$ указаны в Таблице 2.9.

Рисунок 2.15 и Таблица 2.9 базируются на числе Рейнольдса при $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$, где q_p по 2.3.1.1.11.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Рисунок 2.15 базируется на эквивалентной шероховатости k/b , не превышающей 5×10^{-4} . Репрезентативные значения эквивалентной шероховатости k указаны в Таблице 2.10.

Таблица 2.9 – Репрезентативные значения α_{\min} , $C_{p0,\min}$, α_A и $C_{p0,h}$ для распределения давления по поперечному сечению кругового цилиндра без свободного обтекания концов для различных чисел Рейнольдса

Re	α_{\min}	$C_{p0,\min}$	α_A	$C_{p0,h}$
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
10^7	75	-1,5	105	-0,8

Где α_{\min} – положение минимального давления в °;
 $C_{p0,\min}$ – значение минимального коэффициента давления;
 α_A – положение разделения потока в °;
 $C_{p0,h}$ – основной коэффициент давления

2.3.1.2.6 [7.9.2(1)-(6) СН РК EN 1991-1-4] Коэффициенты усилия для кругового цилиндра

Коэффициент усилия c_f для конечного кругового цилиндра равен:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.51)$$

где $c_{f,0}$ – коэффициент усилия для кругового цилиндра без свободного обтекания концов, приведенный на Рисунке 2.16;

ψ_L – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9).

Значения эквивалентной шероховатости k указаны в Таблице 2.10.

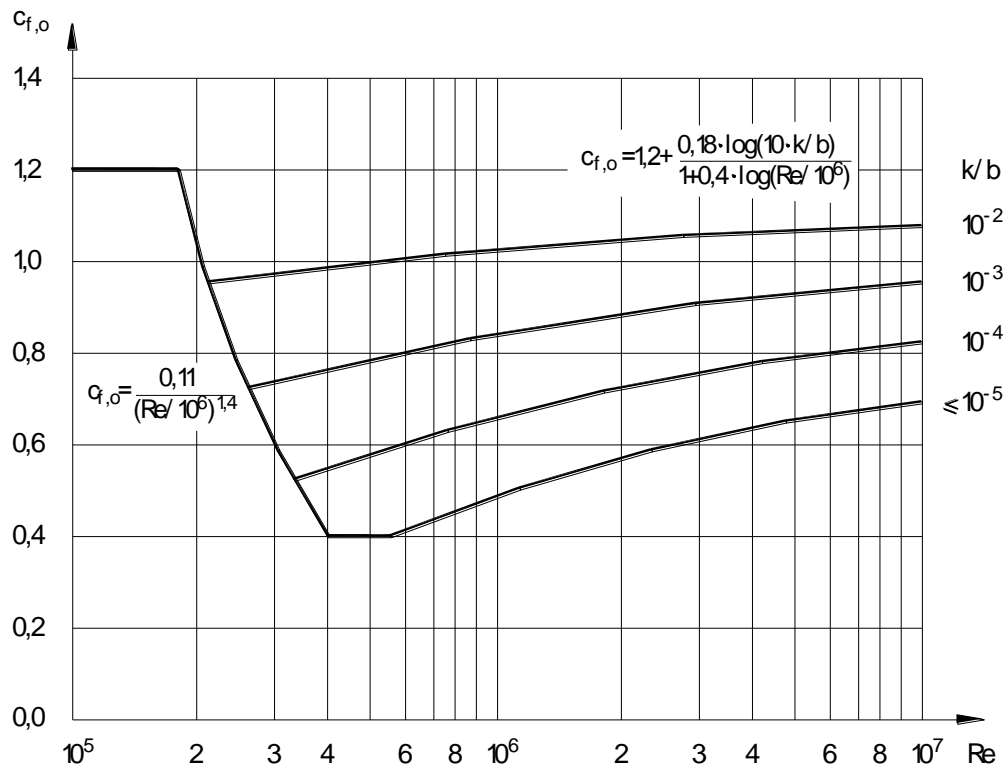


Рисунок 2.16 – Коэффициент усилия $c_{f,0}$ для круговых цилиндров без свободного обтекания концов и для разных значений эквивалентной шероховатости k/b

ПРИМЕЧАНИЕ Рисунок 2.16 базируется на числе Рейнольдса при $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$, где q_p по

2.3.1.1.11.

Таблица 2.10 – Эквивалентная шероховатость k

Поверхность	Эквивалентная шероховатость k , мм	Поверхность	Эквивалентная шероховатость k , мм
Полированный металл	0,002	Сталь со светлой поверхностью (без покрытия)	0,05
Высококачественная окраска	0,006	Чугун	0,2
Окраска напылением	0,02	Гальванизированная сталь	0,2

Коэффициент усилия $c_{f,0}$ для проволочных канатов применяют независимо от числа Рейнольдса, $c_{f,0} = 1,2$.

Базовую площадь A_{ref} следует определять по формуле:

$$A_{\text{ref}} = \ell \cdot b, \quad (2.52)$$

где ℓ – длина рассматриваемого конструктивного элемента.

Во всех случаях базовую высоту z_e следует принимать равной максимальной высоте над поверхностью земли для рассматриваемого сечения.

Для цилиндров с относительно ровной поверхностью с расстоянием в свету $z_g/b < 1,5$ над уровнем земли (см. Рисунок 2.17) требуются специальные исследования.

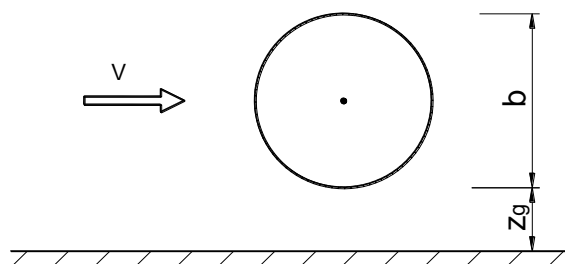


Рисунок 2.17 – Цилиндр с относительно ровной поверхностью

2.3.1.2.7 [7.9.3 СН РК EN 1991-1-4] Коэффициенты усилия для вертикальных цилиндров, расположенных в ряд

При расположении цилиндров в ряд коэффициент усилия $c_{f,0}$ зависит от направления ветра относительно оси ряда и от отношения расстояния a к среднему диаметру b как указано в Таблице 2.11. Коэффициент усилия c_f для любого цилиндра равен:


$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot k, \quad (2.53)$$

где $c_{f,0}$ – коэффициент усилия для кругового цилиндра без свободного обтекания концов (см. 2.3.1.2.6);

ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9);

k – коэффициент в соответствии с Таблицей 2.11 (для самого неблагоприятного направления набегающего потока).

Таблица 2.11 – Коэффициент k для круговых цилиндров, расположенных в ряд

a/b	κ	
a/b < 3,5	1,15	
3,5 < a/b < 30	$\kappa = \frac{210 - \frac{a}{b}}{180}$	
a/b > 30	1,00	
a – расстояние; b – диаметр		

2.3.1.2.8 Решетчатые конструкции и леса

Согласно 7.11 СН РК EN 1991-1-4, коэффициент усилия c_f для решетчатых конструкций и лесов с параллельными поясами следует определять по формуле:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \quad (2.54)$$

где $c_{f,0}$ – коэффициент усилия для решетчатых конструкций и лесов без свободного обтекания концов. Коэффициент указан на Рисунках 2.19 - 2.21 как функция коэффициента сплошности φ и числа Рейнольдса Re .

Re – число Рейнольдса, принимаемое для Рисунка 2.21 на основании среднего диаметра стержня b_i , определяемое при $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$, где q_p по 2.3.1.1.11;

ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (см. 2.3.1.2.9), который определяется в зависимости от гибкости λ конструкции, рассчитываемой с применением длины ℓ и ширины $b = d$ (см. Рисунок 2.18).

Коэффициент сплошности φ следует определять по формуле:

$$\varphi = \frac{A}{A_c}, \quad (2.55)$$

где A – сумма площадей проекций стержней и узловых фасонок, проецируемых перпендикулярно рассматриваемой стороне, $A = \sum_i b_i \cdot \ell_i + \sum_k A_{gk}$. В пространственных решетчатых конструкциях следует рассматривать наветренную сторону;

A_c – площадь вертикальной проекции, ограниченной контурами конструкции,

$A_c = d \cdot \ell$;

ℓ – длина решетчатой конструкции;

d – ширина решетчатой конструкции;

b_i, ℓ_i – вертикальная проекция ширины и длины отдельного стержня i (см. Рисунок 2.19);

A_{gk} – площадь узловой накладки k .

Базовую площадь A_{ref} следует определять по формуле:

$$A_{ref} = A \quad (2.56)$$

Базовая высота z_e равна высоте до верхней отметки рассматриваемого элемента.

2.3.1.2.9 Эффективная гибкость λ и коэффициент, учитывающий концевые эффекты ψ_λ

Согласно 7.13 СН РК EN 1991-1-4, в необходимых случаях определяют коэффициент ψ_λ , учитывающий концевые эффекты и зависящий от эффективной гибкости λ .

Коэффициенты усилия $c_{f,0}$ в 2.3.1.2.2 – 2.3.1.2.8 основываются на исследованиях конструкций без свободного обтекания концов, удаленных от земли (основания). Коэффициент концевого эффекта ψ_λ учитывает понижение сопротивления конструкции при обтекании ветра вокруг конца (концевой эффект).

Эффективная гибкость λ зависит от размеров конструктивного элемента и его положения. В расчетах следует использовать рекомендуемые значения λ , указанные в Таблице 2.12.

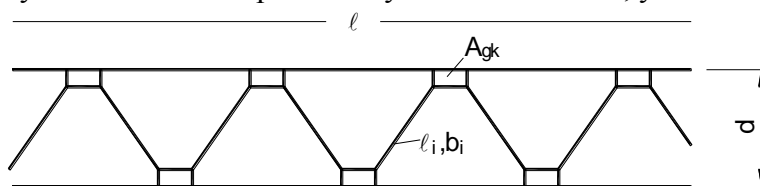


Рисунок 2.18 – Решетчатые конструкции и леса

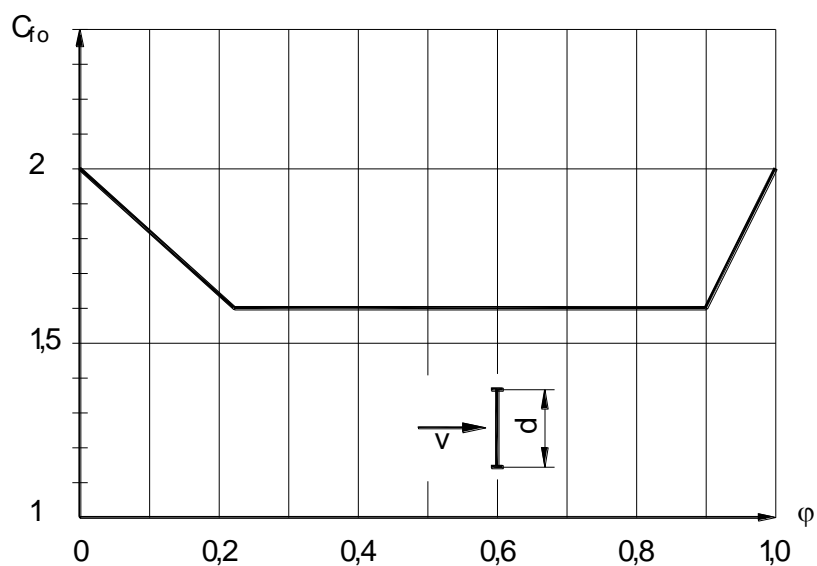


Рисунок 2.19 – Коэффициент усилия $c_{f,0}$ для плоских решетчатых конструкций из угловых профилей в зависимости от коэффициента сплошности ϕ

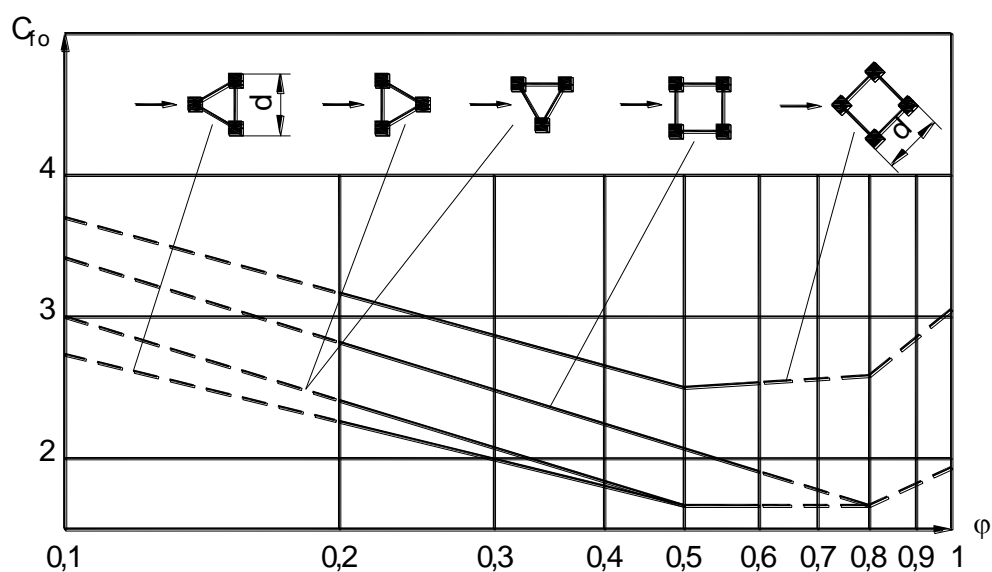


Рисунок 2.20 – Коэффициент усилия $c_{f,0}$ для пространственных решетчатых конструкций из угловых профилей в зависимости от коэффициента сплошности ϕ

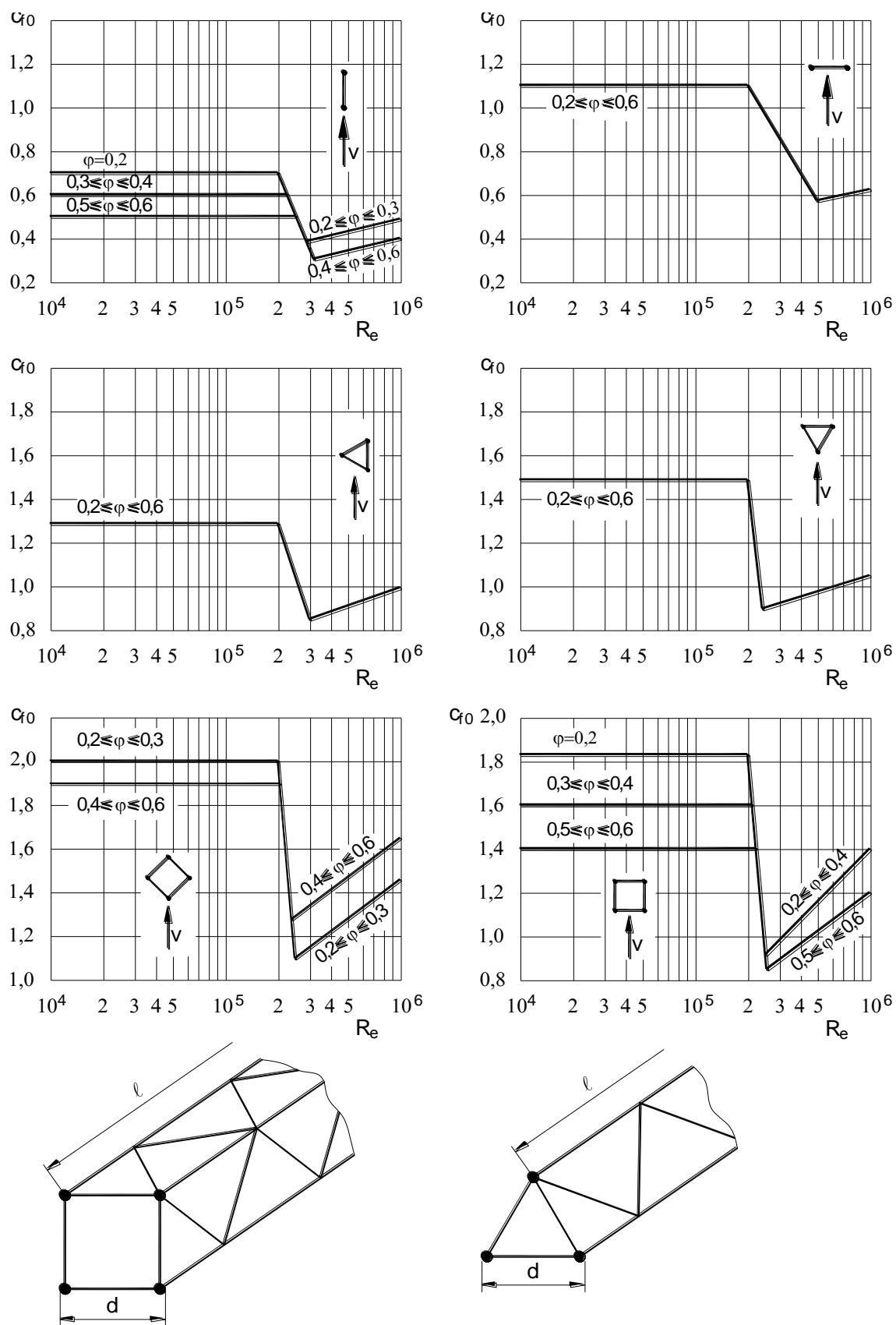
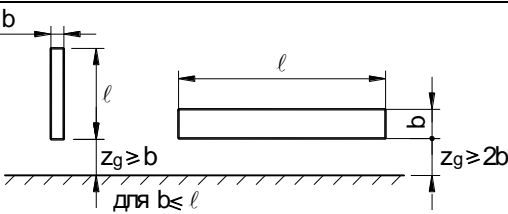
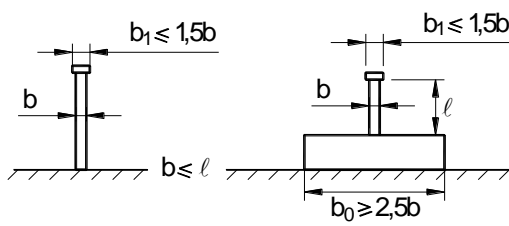
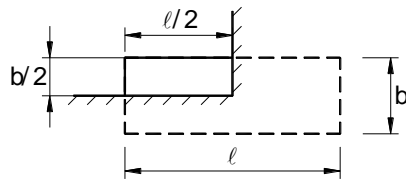
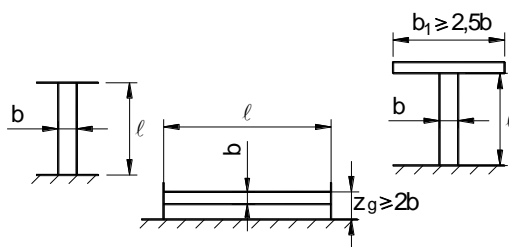


Рисунок 2.21 – Коэффициент усилия $C_{\ell,0}$ для плоских и пространственных решетчатых конструкций из профилей с круглым поперечным сечением

Таблица 2.12 – Значения эффективной гибкости λ для цилиндров, многоугольных и прямоугольных поперечных сечений, конструктивных элементов с острыми краями и решетчатых конструкций

Номер	Положение конструкции при направлении набегающего потока по нормали к плоскости чертежа	Эффективная гибкость
1		<p>Для многоугольных, прямоугольных поперечных сечений и поперечных сечений с острыми краями, а также для решетчатых конструкций:</p> <p>при $\ell \geq 50$ м, $\lambda = 1,4 \cdot \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является меньшее значение;</p> <p>при $\ell < 15$ м, $\lambda = 2 \cdot \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является меньшее значение;</p> <p>Для круговых цилиндров:</p> <p>при $\ell \geq 50$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является меньшее значение;</p> <p>при $\ell < 15$ м, $\lambda = \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является меньшее значение.</p> <p>Для промежуточных значений ℓ, принимаются линейной интерполяцией.</p>
2		
3		
4		<p>при $\ell \geq 50$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является большее значение;</p> <p>при $\ell < 15$ м, $\lambda = \ell/b$ или $\lambda = 70$ определяющим является большее значение.</p> <p>Для промежуточных значений ℓ, принимаются линейной интерполяцией.</p>

Значения коэффициента ψ_λ , учитывающего концевые эффекты, для различных коэффициентов сплошности ϕ приведены на Рисунке 2.22.

ПРИМЕЧАНИЕ Рисунок 2.22 и Таблица 2.12 основываются на измерениях при слабых тур-

булентных течениях.

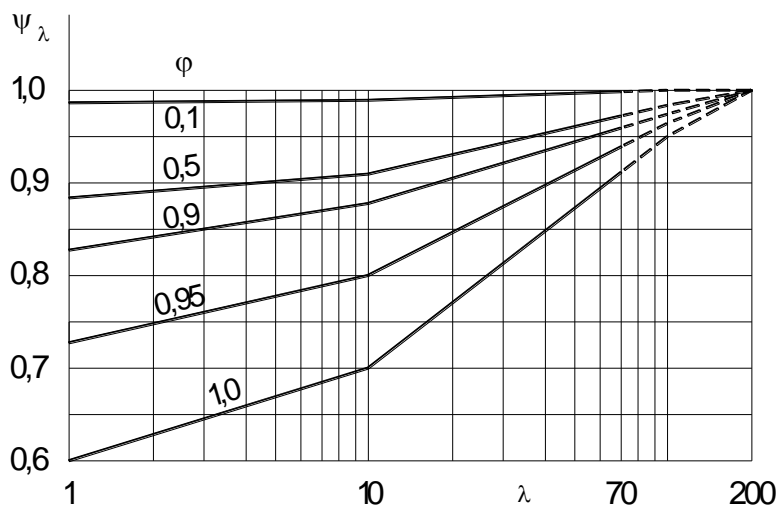


Рисунок 2.22 – Значения коэффициентов концевой эффекта ψ_λ в зависимости от эффективной гибкости λ и для разных коэффициентов сплошности ϕ

Коэффициент сплошности ϕ определяют следующим образом (см. Рисунок 2.23):

$$\phi = \frac{A}{A_c}, \quad (2.57)$$

где A – сумма проецируемых площадей отдельных конструктивных элементов;

A_c – общая площадь конструкции, $A_c = \ell \cdot b$.

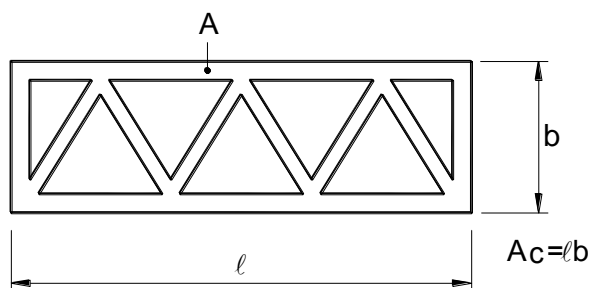
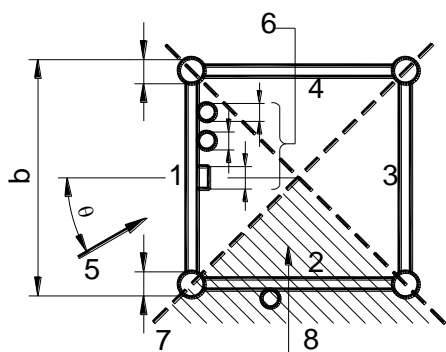


Рисунок 2.23 – Определение коэффициентов сплошности ϕ

2.3.1.3 Основные принципы расчета башен и мачт на ветровое воздействие

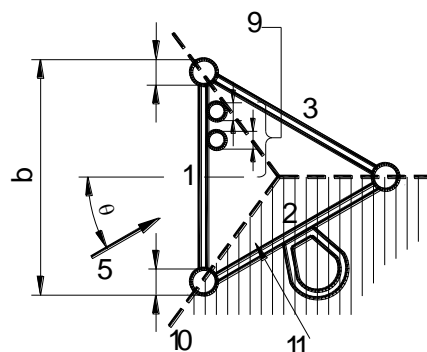
2.3.1.3.1 При расчете башни или мачты на воздействие ветра конструкция должна быть разделена на секции, состоящие из нескольких идентичных или практически идентичных панелей, см. Рисунок 2.24. Проекции связей жесткости на гранях, параллельных направлению ветра, расположенных в плане и диагональных связей жесткости не учитываются при определении расчетной площади конструкции [В.2.1.1(1)].

а) План конструкции квадратного сечения



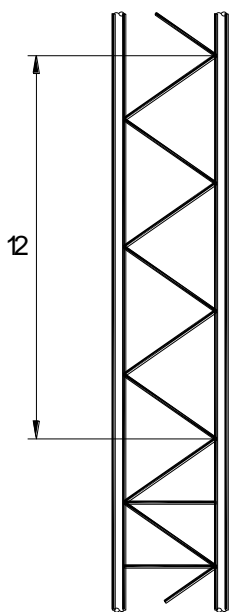
ПРИМЕЧАНИЕ Грань 1 должна приниматься за наветренную: $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

б) План конструкции треугольного сечения

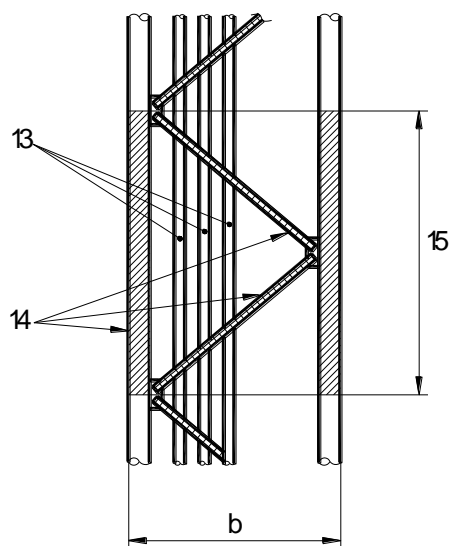


ПРИМЕЧАНИЕ Грань 1 должна приниматься за наветренную: $-60^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Наружная лестница рассматривается как отдельный элемент.

в) Секция мачты



г) Панель конструкции



1 – грань 1; 2 – грань 2; 3 – грань 3; 4 – грань 4; 5 – направление ветра;
6 – вспомогательные элементы, спроектированные перпендикулярно грани 1; 7 – стойка, спроектированная перпендикулярно грани; 8 – вспомогательные элементы на данном участке, распределенные на грани 2; 9 – вспомогательные элементы, спроектированные перпендикулярно грани (включая ступеньки лестницы, ограждения и т.д.); 10 – стойка, спроектированная перпендикулярно грани; 11 – вспомогательные элементы на данном участке, распределенные на грани 2; 12 – секция мачты; 13 – вспомогательные элементы, расчетная площадь A_A ; 14 – конструкционные элементы, расчетная площадь A_s ; 15 – высота панели (h)

Рисунок 2.24 – Расчетная площадь панели, применяемая при расчете коэффициента сплошности ϕ

2.3.1.3.2 Конструкцию башни или мачты необходимо разделить на достаточное количество секций для соответствующего моделирования ветровой нагрузки в общем расчете [В.2.1.1(2)].

2.3.1.3.3 Ветровую нагрузку, действующую на секцию или элемент, определяют согласно 2.3.1.1.12 [В.2.1.1(3)].

2.3.1.3.4 [В.2.1.1(4)] При определении ветровой нагрузки в условиях гололеда расчетные площади конструкционных и вспомогательных элементов должны быть увеличены с учетом поправки на толщину льда, если необходимо.

2.3.1.3.5 При использовании метода расчета ветровой нагрузки, приведенного в настоящем пособии, в пределах угла $\pm 30^\circ$ к расчетному направлению ветра необходимо использовать максимальную силу для получения максимальной нагрузки в направлении ветра [В.2.1.1(5)].

2.3.1.3.6 При необходимости в случаях, не предусмотренных нормами (иные формы сооружения, другие направления ветрового потока и др.), или по требованию заказчика допускается принимать данные по ветровым нагрузкам по результатам продувок моделей конструкций в аэродинамических трубах.

2.3.1.3.7 Испытания в аэродинамических трубах рекомендуются также для выявления качественной картины обтекания колеблющегося профиля воздушным потоком, определения аэродинамических коэффициентов сопротивления, для ориентировочной оценки эффективности и выбора параметров аэродинамических средств гашения колебаний, для определения диапазона углов атаки, опасных по условиям возникновения автоколебаний, величин критических скоростей и амплитуд предельных циклов автоколебаний, величин динамических прогибов и т.д.

2.3.1.4 Определение коэффициентов ветровой нагрузки c_f для решетчатых конструкций башен и мачт

2.3.1.4.1 Приведенный в 2.3.1.4.3 настоящей части пособия метод определения коэффициентов ветровой нагрузки (в соответствии с Приложением В СН РК EN 1993-3-1) используется для определения ветровой нагрузки на решетчатые конструкции башен и мачт четырехугольного или треугольного (равностороннего) сечений.

2.3.1.4.2 Метод, приведенный в 2.3.1.4.10, применяется либо:

- а) в качестве руководства для конструкций прямоугольного сечения; или
- б) для оценки имеющихся конструкций, в отношении которых известны точные данные о расположении вспомогательных элементов и антенн.

ПРИМЕЧАНИЕ Порядок, приведенный в 2.3.1.4.10, может давать более низкие значения аэродинамического сопротивления по сравнению с методом, приведенным в 2.3.1.4.3, если K_A принимается равным 1,0 в 2.3.1.4.6 и 2.3.1.4.7 [В.2.1.2].

2.3.1.4.3 Коэффициент общей ветровой нагрузки

Коэффициент общей ветровой нагрузки Σc_f в направлении ветра на секцию конструкции принимается равным:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A}, \quad (2.58)$$

где $c_{f,S}$ – коэффициент ветровой нагрузки для голой (без вспомогательных элементов) секции конструкции, определяемый согласно 2.3.1.4.4 с использованием ко-

эффициента сплошности φ , соответствующего голой конструкции;

$c_{f,A}$ – коэффициент ветровой нагрузки для вспомогательных элементов, определяемый в соответствии с 2.3.1.4.6 или 2.3.1.4.7, в зависимости от назначения.

Если расчетные площади вспомогательных элементов на каждой грани отличаются на 10 % друг от друга, то такие элементы можно рассматривать как конструктивные элементы, и общее аэродинамическое сопротивление рассчитывать согласно 2.3.1.4.4 [В.2.1.3(1), (2)].

2.3.1.4.4 Коэффициент ветровой нагрузки для конструктивных элементов

Для решетчатых конструкций квадратного или треугольного сечения в плане с равными площадями каждой грани коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,S}$ для секции в направлении ветра равен:

$$c_{f,S} = K_{\theta} \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A}, \quad (2.59)$$

где $c_{f,S,0}$ – коэффициент общей нормальной силы (лобового сопротивления) для секции j без концевых эффектов, определяемый по Формуле (2.64);

K_{θ} – коэффициент угла воздействия ветра;

A_S – общая расчетная площадь при рассмотрении перпендикулярно поверхности элементов, с включением вспомогательных элементов, рассматриваемых как конструктивные, в пределах длины одной секции рассматриваемого уровня (см. Рисунок 2.24) и с учетом гололеда при необходимости;

ΣA – берется как A_{ref} в 2.3.1.1.12 и может приниматься как отвлеченная величина (по соглашению) пока не достигнет значения A_{ref} .

Коэффициент угла воздействия ветра K_{θ} рассчитывается по формулам:

– для конструкций квадратного сечения:

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta \quad (2.60)$$

– для конструкций треугольного сечения:

$$K_{\theta} = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_S} + \frac{A_f}{A_S} (1 - 0,1 \cdot \sin^2 1,5\theta), \quad (2.61)$$

$$\text{где:} \quad K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_S} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_S} \quad (2.62)$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 0,2 && \text{при } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \quad \text{и} \quad 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \\ K_2 &= \varphi && \text{при } 0,2 < \varphi \leq 0,5 \\ K_2 &= 1 - \varphi && \text{при } 0,5 < \varphi \leq 0,8 \end{aligned} \quad (2.63)$$

В которых:

θ – угол воздействия ветра к нормали грани 1 в плане;

φ – коэффициент сплошности (см. 2.3.1.2.8);

A_f – общая расчетная площадь элементов плоского сечения секции грани при рассмотрении перпендикулярно поверхности грани;

A_c – общая расчетная площадь элементов круглого сечения в грани в докритических режимах при рассмотрении перпендикулярно поверхности;

$A_{c,sup}$ – общая расчетная площадь элементов круглого сечения в грани в сверхкритических режимах при рассмотрении перпендикулярно поверхности;

h – высота рассматриваемой секции;

b – общая ширина секции, как показано на Рисунке 2.24.

ПРИМЕЧАНИЕ $A_S = A_f + A_c + A_{c,sup}$

Значения K_θ для обычно используемых значений θ можно принимать по Рисунку 2.25. Допускается, что элементы круглого сечения находятся в докритическом режиме если эффективное число Рейнольдса $Re \leq 4 \times 10^5$, и в сверхкритическом режиме – при более высоких значениях числа Рейнольдса, только при условии, что они свободны от льда.

Значение числа Re вычисляется по Формуле (2.47), см. 2.3.1.2.5.

Если в отношении одного или всех элементов допускается сверхкритический поток, необходимо проверить, чтобы более высокая нагрузка не возникла при сниженной скорости ветра, соответствующей $Re \leq 4 \times 10^5$ [В.2.2.1(1)-(6)].

2.3.1.4.5 [В.2.2.2] Коэффициенты общей нормальной силы

Значения коэффициентов общей нормальной силы $c_{f,s,0}$, применяемые к секции j стержневой конструкции квадратного или треугольного сечения, состоящей из элементов с плоскими и круглыми сечениями, принимаются равными:

$$c_{f,s,0,j} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S}, \quad (2.64)$$

где $c_{f,0,f}$, $c_{f,0,c}$ и $c_{f,0,c,sup}$ – коэффициенты силы для секций, состоящих из элементов плоского, докритического круглого и сверхкритического круглого сечений, представленные соответственно формулами:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2]; \quad (2.65)$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2; \quad (2.66)$$

$$c_{f,0,c,sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)\}}, \quad (2.67)$$

при C_1 равном: 2,25 – для конструкции квадратного сечения;

1,9 – для конструкции треугольного сечения;

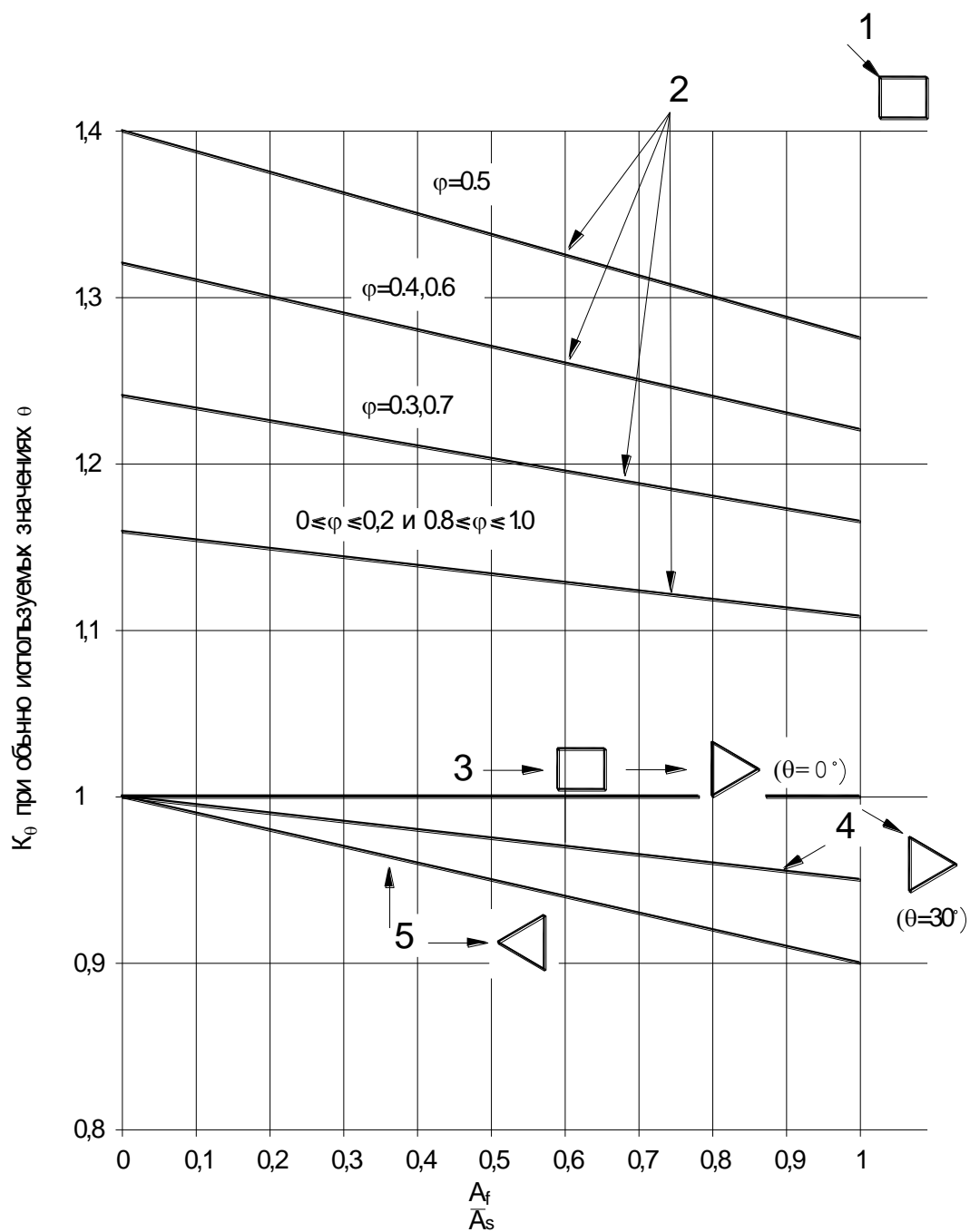
C_2 равном: 1,5 – для конструкции квадратного сечения;

1,4 – для конструкции треугольного сечения.

где φ , A_S , A_f , A_c , $A_{c,sup}$ определены в 2.3.1.4.4.

При расчете сил для элементов круглого сечения в сверхкритических режимах можно консервативно (с запасом) допустить, что эти элементы находятся в докритических режимах.

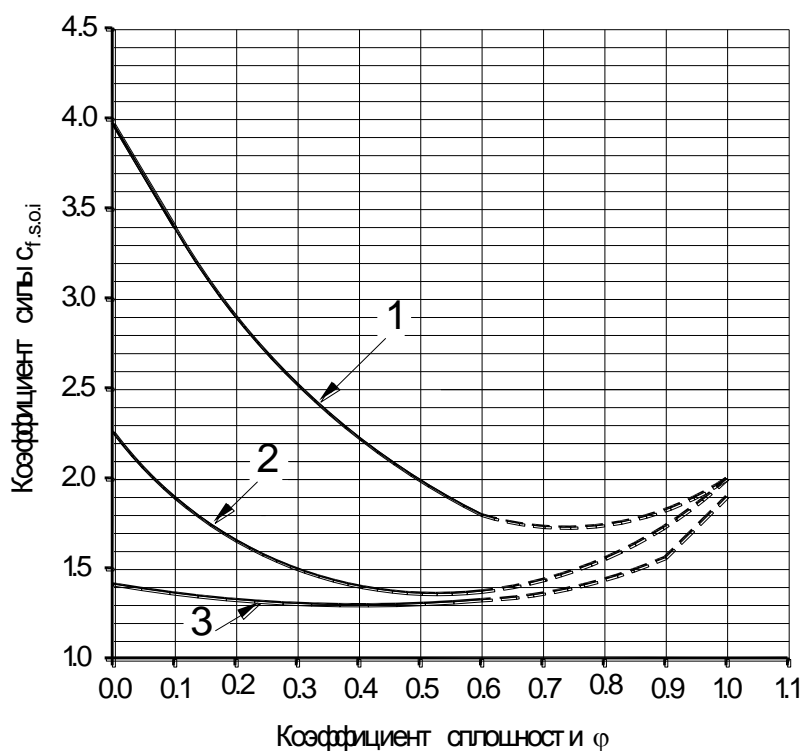
Примерные значения коэффициентов силы можно принимать по Рисунку 2.26.



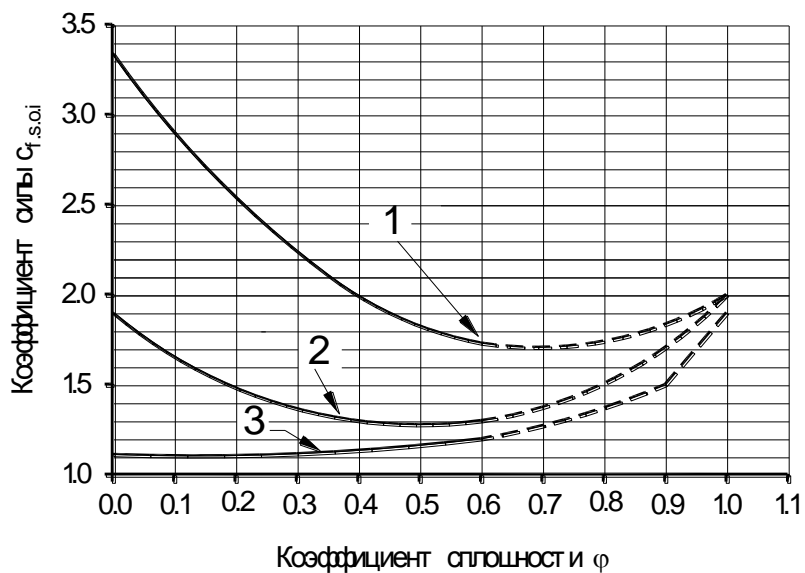
- 1 – Направление ветра;
- 2 – Башни квадратного очертания, направление ветра $\theta = 45^\circ$;
- 3 – Грань башен квадратного и треугольного очертания против ветра;
- 4 – Башни треугольного очертания, ветер параллельно грани;
- 5 – Башни треугольного очертания, ветер на угол $\theta = 180^\circ$.
- Обозначение символов см. в 2.3.1.4.4.

Рисунок 2.25 – Коэффициент угла воздействия ветра K_θ

а) Конструкции квадратного сечения



б) Конструкции треугольного сечения



1 – плоское; 2 – круглое докритическое; 3 – круглое сверхкритическое

ПРИМЕЧАНИЕ В конструкциях с $\phi > 0,6$ необходимо обратить внимание на возможность реакции на боковой ветер из-за воздействия вихревого возбуждения, см. СН РК EN 1991-1-4.

Рисунок 2.26 – Коэффициенты общей нормальной силы $c_{f,s,0}$, для конструкций квадратного или треугольного сечения

2.3.1.4.6 [В.2.3] Коэффициент ветровой нагрузки для линейных вспомогательных элементов

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ при направлении ветра на какой-либо линейный вспомогательный элемент (включая волноводы, фидера и т.п.) в пределах высоты панели принимается равным:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A}, \quad (2.68)$$

где $c_{f,A,0}$ – коэффициент общей нормальной силы (лобового сопротивления) для соответствующего вспомогательного элемента, значения которого в зависимости от эффективного числа Рейнольдса приведены в Таблице 2.13 для отдельных изолированных элементов, и который можно определить в соответствии с 2.3.1.4 для частей, состоящих из отдельных каркасов;

K_A – коэффициент уменьшения для учета экранирования затенения вспомогательного элемента самой основной конструкцией, который принимается только в том случае, если хотя бы одна грань конструкции эффективно затеняет этот элемент (или наоборот);

K_A приведен в Таблице 2.14, кроме коэффициентов для элементов круглого сечения в сверхкритическом потоке, а также вспомогательных элементов, не соответствующих ограничениям в 2.3.1.4.7, в этих случаях $K_A = 1,0$.

ПРИМЕЧАНИЕ Если A_A больше A_S , коэффициент уменьшения применяется в отношении $c_{f,S,0}$, а не $c_{f,A}$. Таким образом, в этих случаях:

$$\begin{aligned} c_{f,S} &= K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot K_A \\ c_{f,A} &= c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \end{aligned}$$

ψ – угол наклона ветра к продольной оси линейного элемента;

A_A – площадь видимых частей элементов при рассмотрении в направлении ветра, в которую включается при необходимости гололед. Для цилиндрических элементов с желобками площадь принимается по общей ширине, включая двойную глубину желобков;

ΣA – определяется по 2.3.1.4.4.

K_A принимается равным 1,0 для вспомогательных элементов, не соответствующих какому-либо из ниже приведенных ограничений:

а) общая расчетная площадь вспомогательных элементов, прилегающих к рассматриваемой грани, меньше расчетной площади конструктивных элементов этой грани (см. Рисунок 2.24);

б) общая расчетная площадь какого-либо отдельного внутреннего или наружного вспомогательного элемента, перпендикулярная какой-либо поверхности конструкции, меньше половины полной площади поверхности панели (см. Рисунок 2.24);

в) какой-либо вспомогательный элемент не выступает более чем на 10 % за общую ширину грани конструкции на этом уровне.

При необходимости, соответствующую крутящую силу T_{AW} следует рассчитывать, используя коэффициент, полученный при испытании в аэродинамической трубе с соответствующим плечом силы для такого кручения.

Таблица 2.13 – Типичные коэффициенты силы $c_{f,A,0}$ и $c_{f,G,0}$ для отдельных элементов

Тип элемента	Эффективное число Рейнольдса Re (см. Примечание 1)	Коэффициент силы (лобового сопротивления) $c_{f,A,0}$ и $c_{f,G,0}$	
		Без льда	С обледенением
(а) Плоские листы и прокат	Все значения	2,0	2,0
(б) Прокат круглого сечения и гладкая проволока	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	4×10^5	0,6	1,0
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1,0
(в) Тонкие прядевые канаты, например, алюминиевые круглые со стальным сердечником, канаты закрытой свивки, спиральные с прядями из более 7 проволок	Без льда		
	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	–
	$\geq 10^5$	0,9	–
	С обледенением		
(г) Толстые прядевые канаты, например, канаты из тонкой проволоки, круглые прядевые канаты, спиральные с прядями только из 7 проволок (1х7)	$\leq 1 \times 10^5$	–	1,25
	$\geq 2 \times 10^5$	–	1,0
	С обледенением		
(д) Цилиндрический элемент со спиральным желобком глубиной до 0,12D (см. Примечание 2)	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	–
	$> 4 \times 10^4$	1,1	–
	С обледенением		
(д) Цилиндрический элемент со спиральным желобком глубиной до 0,12D (см. Примечание 2)	$\leq 1 \times 10^5$	–	1,25
	$\geq 2 \times 10^5$	–	1,0
	Все значения	1,2	1,2
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения $c_{f,A,0}$, соответствующие промежуточным значениям Re, можно получить линейной интерполяцией.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Эти значения основаны на общей ширине, включая двойную глубину желобка.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Значения для обледеневших элементов относятся к гололеду; следует обратить особое внимание, если они используются в отношении изморозевых отложений (см. ISO 12494).</p>			

Таблица 2.14 – Коэффициент уменьшения K_A для вспомогательных элементов

Положение вспомогательных элементов	Коэффициент уменьшения K_A	
	Квадратная или прямоугольная форма в плане	Треугольная форма в плане
Внутри секции	0,8	0,8
Снаружи секции	0,8	0,8

2.3.1.4.7 [B.2.4(1)-(3)] Коэффициенты ветровой нагрузки для отдельных вспомогательных элементов

Для отдельного вспомогательного элемента, такого, как отражатель, коэффициент общей ветровой нагрузки $c_{f,A}$ в направлении ветра принимается равным:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A, \quad (2.69)$$

где $c_{f,A,0}$ — коэффициент нагрузки отдельного элемента для соответствующего направления и скорости ветра, определяемый при испытаниях в аэродинамической трубе, и обычно предоставляется изготовителем;

K_A — определяется по 2.3.1.4.6.

Соответствующие коэффициенты боковой ветровой нагрузки $c_{f,A,x}$ и коэффициент подъемной силы $c_{l,A,z}$ необходимо рассчитывать также как для $c_{f,A}$, принимая указанное направление в плане как нормальное к направлению среднего ветра, а $c_{f,A,0}$ как соответствующий коэффициент для бокового ветра и подъемной силы.

Соответствующий коэффициент усилия кручения T_{AW} необходимо рассчитывать, используя надлежащий коэффициент, полученный в результате испытаний в аэродинамической трубе, в сочетании с соответствующим плечом для такого кручения.

2.3.1.4.8 [B.2.5] Коэффициенты ветровой нагрузки для оттяжек

Коэффициент $c_{f,G}$ ветровой нагрузки, перпендикулярной оттяжкам в плоскости, в которой расположены оттяжка и направление ветра, принимается равным:

$$c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi, \quad (2.70)$$

где $c_{f,G,0}$ — коэффициент общей нормальной силы (лобового сопротивления), соответствующий эффективному числу Рейнольдса, значения которого приведены в Таблице 2.13 для состояний без гололеда и с гололедом;

ψ — угол наклона к оси оттяжки.

ПРИМЕЧАНИЕ Где необходимо, должны быть учтены ветровые нагрузки на изоляторы оттяжек либо путем использования соответствующих коэффициентов ветровой нагрузки на отдельные элементы, расположенные по длине оттяжки, либо учитывая их воздействие в $c_{f,G}$.

2.3.1.4.9 [B.2.6(1)-(4)] Коэффициенты ветровой нагрузки в условиях гололеда

При определении аэродинамического сопротивления конструкции и вспомогательных элементов в условиях гололеда, каждый элемент конструкции, вспомогательные элементы и оттяжки необходимо принимать, как покрытые льдом со всех сторон толщиной, равной значениям, приведенным в 2.3.2.

Если зазоры между элементами в необледеневшем состоянии менее 75 мм, допускается принимать, что они полностью заполнены льдом в условиях гололеда.

Коэффициенты нагрузки на отдельные элементы принимать по Таблице 2.13.

Необходимо рассматривать ассиметричное обледенение, когда некоторые оттяжки покрыты льдом, а некоторые свободны от гололеда (см. 2.3.2).

2.3.1.4.10 [B.2.7.1] Коэффициент общей ветровой нагрузки (вариант, см. 2.3.1.4.2)

Коэффициент общей ветровой нагрузки c_f в направлении ветра на высоте панели для конструкций треугольного или квадратного сечения, или конструкции с прямоугольным с неравными сторонами сечением определяется по нижеприведенным формулам.

ПРИМЕЧАНИЕ При расчете конструкций треугольного или квадратного сечения необходимо использовать метод, приведенный в 2.3.1.4.3.

Коэффициент общей ветровой нагрузки c_f в направлении ветра на высоте панели можно определить следующим образом:

– для конструкции прямоугольного или квадратного сечений:

$$c_f = c_{1e} \cdot \cos^2 \theta_1 + c_{2e} \cdot \sin^2 \theta_1 \quad (2.71)$$

– для конструкции треугольного сечения:

$$c_f = c_{1e} \cdot \cos^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right) + c_{2e} \cdot \sin^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right) , \quad (2.72)$$

где c_{1e} – коэффициент эффективной ветровой нагрузки, определяемый:

– для конструкции прямоугольного или квадратного сечений:

$$c_{1e} = (c_1 + \eta_1 \cdot c_3) \cdot K_{\theta 1}$$

– для конструкции треугольного сечения: $c_{1e} = \left\{ c_1 + \frac{\eta_1}{2} \cdot (c_2 + c_3) \right\} \cdot K_{\theta 1}$

c_{2e} – коэффициент эффективной ветровой нагрузки, определяемый:

– для конструкции прямоугольного или квадратного сечений:

$$c_{2e} = (c_2 + \eta_2 \cdot c_4) \cdot K_{\theta 2}$$

– для конструкции треугольного сечения: $c_{2e} = \left\{ c_2 + \frac{\eta_2}{2} \cdot (c_1 + c_3) \right\} \cdot K_{\theta 2}$

$c_1 - c_4$ – коэффициенты ветровой нагрузки, представленные формулами:

$$c_1 = c_{f,S1} \cdot A_{S1} / \Sigma A + c_{f,A1} \cdot A_{A1} / \Sigma A$$

$$c_2 = c_{f,S2} \cdot A_{S2} / \Sigma A + c_{f,A2} \cdot A_{A2} / \Sigma A$$

$$c_3 = c_{f,S3} \cdot A_{S3} / \Sigma A + c_{f,A3} \cdot A_{A3} / \Sigma A$$

$$c_4 = c_{f,S4} \cdot A_{S4} / \Sigma A + c_{f,A4} \cdot A_{A4} / \Sigma A$$

$A_{S1} - A_{S4}$ – площади, спроецированные перпендикулярно граням 1, 2, 3 и 4 соответственно, компонентов, рассматриваемых как конструктивные элементы в пределах одной высоты панели граней 1, 2, 3 и 4, включая гололед, где необходимо (см. Рисунок 2.24);

$A_{A1} - A_{A4}$ – площади, спроецированные перпендикулярно граням 1, 2, 3 и 4 соответственно, вспомогательных элементов в пределах одной высоты панели граней 1, 2, 3 и 4, включая гололед, где необходимо (см. Рисунок 2.24);

$c_{f,S1} - c_{f,S4}$ – коэффициенты ветровой нагрузки, соответствующие граням 1 - 4 соответственно, для компонентов, рассматриваемых как конструктивные элементы, которые можно определить согласно 2.3.1.4.11;

$c_{f,A1} - c_{f,A4}$ – коэффициенты ветровой нагрузки, соответствующие граням 1 - 4 соответственно, вспомогательных элементов, не рассматриваемых в качестве конструктивных элементов, которые определяются согласно 2.3.1.4.6 и 2.3.1.4.7 в зависимости от ситуации, но во всех случаях принимая $K_A = 1,0$;

ΣA – берется как A_{ref} в 2.3.1.1.12 и может приниматься как отвлеченная величина (по соглашению) пока не достигнет значения A_{ref} ;

η_1 и η_2 – эффективные коэффициенты затенения граней 1 и 2 соответственно, включая конструктивные элементы и вспомогательные элементы:

– для конструкций квадратного сечения η_1 и η_2 принимается: η_e

– для конструкций треугольного сечения η_1 и η_2 принимается: $0,67\eta_e$

– для конструкций прямоугольного сечения η_1 и η_2 принимается:

$\eta_e + 0,15 \cdot (\omega - 1) \cdot (\varphi - 0,1)$, но не более 1,0;

$\eta_e = \eta_f \cdot (A_f + 0,83 \cdot A_c + 2,1 \cdot A_{c,sup} + A_A) / (A_S + A_A)$, но не более 1,0;

η_f – представлено формулой $\eta_f = (1 - \varphi)^{1,89}$ и представлено графически на Рисунке 2.27;

где A_f , A_c , $A_{c,sup}$ – по определениям в 2.3.1.4.4 применительно к граням 1 и 2;

$A_S = A_f + A_c + A_{c,sup}$ – см. 2.3.1.4.4;

A_A – спроецированная площадь, перпендикулярная поверхности вспомогательных элементов, не рассматриваемых в качестве конструктивных, применяемая к граням 1 - 4, в зависимости от ситуации;

φ – коэффициент сплошности, соответствующий граням 1 или 2, как показано на Рисунке 2.24, но включая как конструктивные, так и вспомогательные элементы;

таким образом, $\varphi = \frac{A_S + A_A}{h \cdot b}$

ω – соотношение расстояний для конструкций прямоугольного сечения, равное расстоянию между рассматриваемой гранью и параллельной ей, деленное на ширину рассматриваемой грани на уровне центра площади панели, но принимаемое равным не менее 1,0;

$K_{\theta 1}$ и $K_{\theta 2}$ – определяются согласно 2.3.1.4.4, применительно к граням 1 или 2, используя $(A_S + A_A)$ A_f и φ как определено в данном подпункте;

θ_1 – угол направления ветра к нормали грани 1.

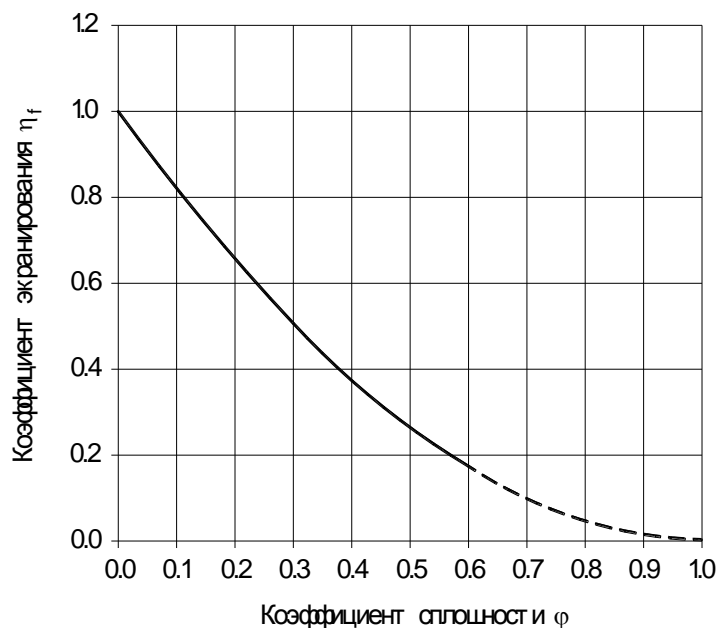


Рисунок 2.27 – Коэффициент затенения η_f для отдельных каркасов, состоящих из элементов с плоским сечением

В отношении конструкций с $\varphi > 0,6$ необходимо рассмотреть возможность воздействия бокового ветра из-за вихревого возбуждения, см. СН РК EN 1991-1-4.

Коэффициенты общей нагрузки бокового ветра на панель $c_{f,x}$ могут определяться по Формулам (2.71), (2.72), но принимая указанное направление в плане как нормальное к направлению среднего ветра.

Коэффициент общей ветровой нагрузки c_f в направлении ветра на высоте панели полигональной конструкции (с количеством граней более 4) необходимо определять на основании надлежащих испытаний в аэродинамической трубе, согласно 1.5 СН РК EN 1991-1-4.

2.3.1.4.11 [В.2.7.2] Коэффициенты общей ветровой нагрузки отдельных каркасов

Значения коэффициентов нормальной силы c_f для отдельных каркасов, состоящих из элементов с плоским и трубчатым сечениями, принимаются равными:

$$c_f = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S}, \quad (2.73)$$

где $c_{f,f}$, $c_{f,c}$ и $c_{f,c,\text{sup}}$ – коэффициенты нормальной силы для элементов с плоским, докритическим круглым и сверхкритическим круглым сечениями, соответственно представленные формулами:

$c_{f,f}$ – коэффициент силы для отдельных рам, равный:

$$1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \varphi)^{1,8} \quad \text{для } \varphi \leq 0,6;$$

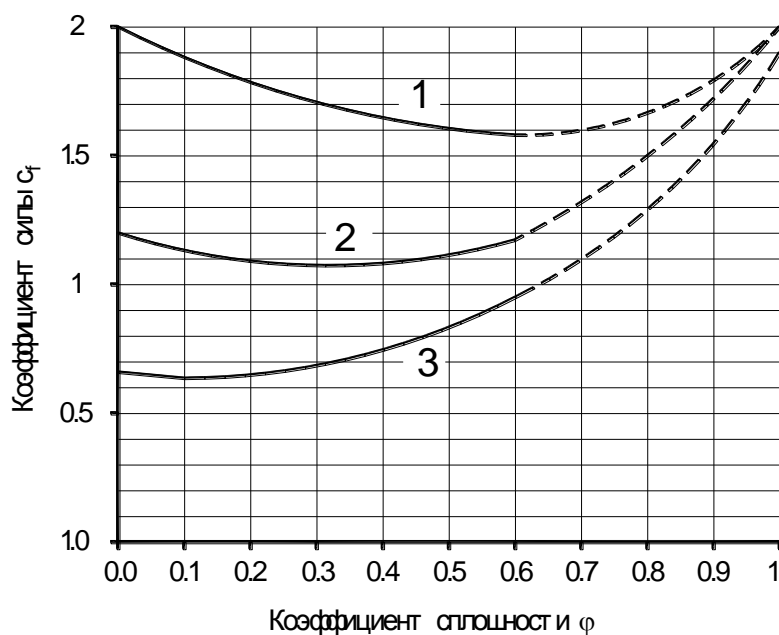
$$1,58 + 2,625 \cdot (\varphi - 0,6)^2 \quad \text{для } \varphi > 0,6;$$

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \varphi^2) \cdot c_{f,f};$$

$$c_{f,c,\text{sup}} = (0,33 + 0,62 \cdot \varphi^{5/3}) \cdot c_{f,f};$$

A_f , A_c , $A_{c,\text{sup}}$, A_S и φ согласно определениям в 2.3.1.4.10.

Примерные значения коэффициентов нормальной силы c_f приведены на Рисунке 2.28.



- 1 – плоское сечение;
 2 – докритическое круглое сечение;
 3 – сверхкритическое круглое сечение

ПРИМЕЧАНИЕ Конструкции с $\varphi > 0,6$ см. 2.3.1.4.10.

Рисунок 2.28 – Коэффициент нормальной силы c_f для отдельных каркасов

2.3.1.5 Усилия от ветрового воздействия в решетчатых башнях

2.3.1.5.1 [В.3.1] Критерии для статических методов

При выполнении условия, приведенного в Формуле (2.74), как правило, применяется эквивалентный статический метод, см. 2.3.1.5.2. В противном случае необходимо применять более сложные методы, например, метод спектрального анализа, см. 2.3.1.5.9.

Эквивалентный статический метод включает допуски на динамическое увеличение усилий, типичное для большинства башен, которые могут быть запроектированы в соответствии с данным пособием. Проверка применимости статической процедуры согласно Формуле (2.74) рассматривается только в качестве руководства. Прирост динамической нагрузки обычно увеличивается в верхних панелях любой башни, особенно при сосредоточенной установке большого количества вспомогательных элементов или при использовании вогнутого очертания (Эйфелизация). В таких случаях при использовании статического метода необходимо обратить особое внимание на башни, в которых эти эффекты значительно выше, чем в типовых конструкциях.

Эквивалентный статический метод можно применять, если:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_S \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 < 1, \quad (2.74)$$

где $c_{f,T} \cdot A_T$ – сумма ветровых нагрузок, действующих на панели (включая вспомогательные элементы), начиная с вершины башни таким образом, чтобы сумма $c_{f,T} \cdot A_T$ была менее 1/3 общего результата суммирования $c_f \cdot A_T$ для всей башни (в м²);

ρ_S – плотность материала конструкций башни (в кг/м³);

m_T – общая масса панелей, составляющих $c_{f,T}$ (в кг);

h – высота башни (в м);

h_T – общая высота панелей, составляющих $c_{f,T}$, но не более $h/3$ (в м);

τ_0 – константа объем/сопротивление, принятая равной 0,001 м;

d_B – размер в направлении ветра, равный

– основанию d для башен прямоугольного сечения (в м);

– 0,75 ширины основания для башен треугольного сечения (в м).

2.3.1.5.2 [В.3.2.1] Эквивалентный статический метод (общие положения)

Для симметричных башен, состоящих из опорных стоек (поясов) с триангулированными связями жесткости (решеткой), с или без вспомогательных элементов, для которых ветровая нагрузка считалась с учетом 2.3.1.4, максимальные усилия в элементах конструкции должны быть определены в соответствии с 2.3.1.5.3 - 2.3.1.5.7. Для несимметричных башен, состоящих из опорных стоек с триангулированными связями жесткости и со вспомогательными элементами или башен, ветровая нагрузка для которых считалась с учетом 2.3.1.4.10, максимальные усилия в элементах конструкции необходимо определять в соответствии с 2.3.1.5.8.

ПРИМЕЧАНИЕ В отношении симметричных башен треугольного и квадратного сечений ветровые нагрузки в направлении бокового ветра не являются значительными и поэтому при проектировании могут не учитываться. В отношении несимметричных башен такие нагрузки должны быть учтены.

2.3.1.5.3 [B.3.2.2.1] Ветровая нагрузка на башню

Ветровая нагрузка в направлении ветра на башню определяется согласно 2.3.1.1.12, но с использованием коэффициентов ветровой нагрузки, приведенных в 2.3.1.4.

Нагрузка среднего ветра при направлении ветра на башню $F_{m,w}(z)$ принимается, как:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \Sigma c_f \cdot A_{ref} \quad (2.75)$$

Эквивалентная нагрузка от порывов ветра при направлении ветра на башню $F_{T,w}(z)$ определяется по формуле:

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m/h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right], \quad (2.76)$$

где I_v – интенсивность турбулентности в соответствии с 2.3.1.1.10;

$c_s c_d$ – конструкционный коэффициент, согласно 2.3.1.1.13;

z_m – высота над основанием, на которой необходимо определить воздействие нагрузки;

h – общая высота башни;

$c_0(z_m)$ – орографический коэффициент, согласно 2.3.1.1.9.

2.3.1.5.4 [B.3.2.2.2] Расчетные усилия в элементах конструкций башни или нагрузки на фундаменты

Максимальное усилие S_{max} в элементе конструкции или нагрузки на фундаменты необходимо определить на основе $F_{m,w}$ и увеличивать с учетом коэффициента (см. также Формулу (2.76)):

$$S_{max} = S_{m,w} \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m/h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right], \quad (2.77)$$

где $S_{m,w}$ – усилия в элементе конструкции или нагрузка на фундамент, определенные на основе средней ветровой нагрузки $F_{m,w}$;

$c_0(z_m)$ – определен в 2.3.1.5.3.

2.3.1.5.5 [B.3.2.2.3] Нагружения для вычисления усилий от сдвига

Нагружения, применяемые при вычислении усилий в связях жесткости (решетке), должны учитывать конфигурацию башни.

ПРИМЕЧАНИЕ Поперечные силы на фундамент определяются по 2.3.1.5.4.

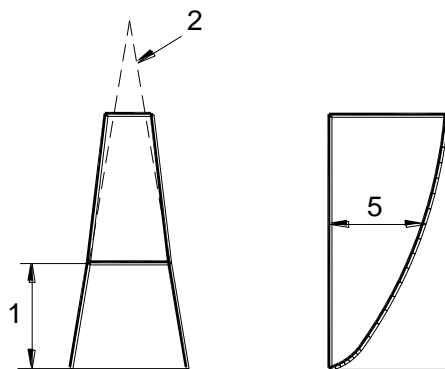
Для башен с таким наклоном опорных стоек (поясов), что при проекции они пересекаются над вершиной башни (см. Рисунок 2.29 (а)), максимальные усилия в элементах связей или сила сдвига над заданным уровнем определяются согласно 2.3.1.5.4.

ПРИМЕЧАНИЕ Усилия в связях жесткости при изменении наклона стоек могут включать составляющие усилий в опорных стойках и силы сдвига.

Для башен, в которых опорные стойки рассматриваемой панели наклонены таким образом, что при проекции они пересекаются ниже вершины башни (см. Рисунок 2.29 (б)), необходимо выполнить два расчета с зональными (патч) нагрузками, используя:

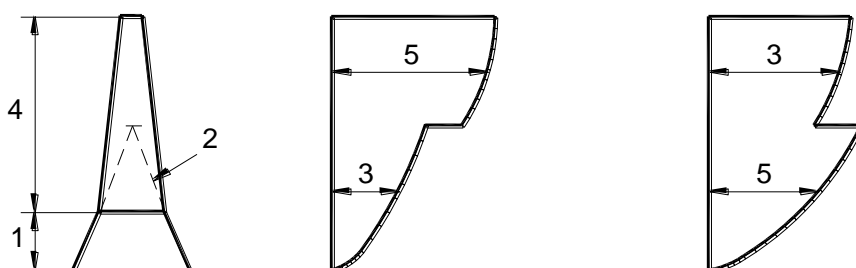
а) нагрузку среднего ветра $F_{m,w}(z)$ под пересечением и эквивалентную нагрузку от порывов ветра $F_{T,w}(z)$ над пересечением;

б) нагрузку среднего ветра $F_{m,w}(z)$ над пересечением и эквивалентную нагрузку от порывов ветра $F_{T,w}(z)$ под пересечением.



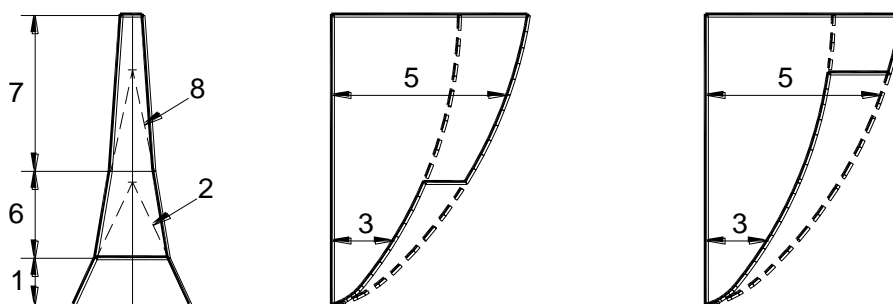
а) Случай 1

Все усилия сдвига определяются от нагрузки среднего ветра с учетом коэффициента на порывы ветра



б) Случай 2

Патч-нагрузка на панель "А"



в) Случай 3

Нагрузка на панель "А"

Патч 1 _____
Патч 2 - - - - -

Нагрузка на панель "Б"

Патч 1 _____
Патч 2 - - - - -

- 1 – Панель «А»; 2 – проекция опорных стоек панели «А»; 3 – средний ветер;
4 – Панель «А» как в случае 1, см. панели выше;
5 – Нагрузка от порывов ветра; 6 – Панель «Б»;
7 – Панель «Б» как в случае 1, см. панели выше;
8 – Проекция опорных стоек панели «Б»

Рисунок 2.29 – Сдвигающая зональная (патч) нагрузка

При наличии более одного такого пересечения необходимо выполнить по два расчета с зональными нагрузками для каждой панели см. Рисунок 2.29 (в).

ПРИМЕЧАНИЕ Для связей жесткости над верхней точкой пересечения можно использовать метод для башен с наклоном стоек, пересекающимися над вершиной башни.

2.3.1.5.6 [В.3.2.2.4] Нагрузка на канаты и оттяжки, поддерживающие башню

Максимальную ветровую нагрузку на канаты и оттяжки в направлении ветра $F_{c/Gw}(z)$ следует принимать равной:

$$F_{c/Gw}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \Sigma c_{f,G} \cdot A_G \cdot \left[1 + \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z)} \right], \quad (2.78)$$

где $q_p(z)$ – пиковое значение скоростного напора на расчетной высоте троса, z метров над поверхностью земли, определяемое в соответствии с 2.3.1.1.11;

$\Sigma c_{f,G}$ – общий коэффициент ветровой нагрузки на оттяжку/канат в направлении ветра, определяемый в соответствии с 2.3.1.4.8.

2.3.1.5.7 [В.3.2.2.5] Нагрузка при расчете отклонений и поворотов

Отклонения и повороты, как правило, имеют значение только для выполнения требований к эксплуатационной пригодности. Критерии эксплуатационной пригодности должны быть определены заказчиком в технических требованиях к проекту (см. Раздел 7).

2.3.1.5.8 [В.3.2.2.6] Ветровая нагрузка для несимметричных башен или башен со сложным оборудованием

Для несимметричных башен или башен с несимметрично расположенными вспомогательными элементами (оборудованием) большого размера и/или с канатами, вызывающими существенные скручивающие усилия и поперечную нагрузку, в общей нагрузке для определения усилий от ветра необходимо учитывать комбинированное воздействие ветра на отдельные части башни, как в направлении ветра, так и бокового ветра, где необходимо.

Усилия от переменной (пульсационной) нагрузки, вызванные вихревыми потоками бокового ветра, необходимо учитывать в сочетании с усилиями от нагрузки в направлении ветра.

Для определения общего усилия, в таких случаях усилие от средней ветровой нагрузки в направлении ветра необходимо отделить от усилия от переменной (пульсационной) ветровой нагрузки. Поэтому расчет конструкции башни должен производиться для средней ветровой нагрузки в направлении ветра ($F_{m,w}(z)$), как указано в 2.3.1.5.3.

ПРИМЕЧАНИЕ При наличии канатов необходимо применять среднюю ветровую нагрузку на канаты $F_{m,GW}(z)$ (см. 2.3.1.5.6).

Отдельные усилия необходимо тогда рассчитывать следующим образом:

а) усилие от средней ветровой нагрузки $S_{m,TW}$ определяется от средней ветровой нагрузки $F_{m,TW}(z)$;

б) усилие от переменной линейной ветровой нагрузки $S_{l,TW}$ определяется по формуле:

$$S_{l,TW} = S_{m,TW} \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \cdot (1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2) \quad (2.79)$$

в) переменное усилие бокового ветра от вихревых потоков в направлении бокового ветра ($S_{l,TX}$), при отсутствии иной информации, определяется по формуле:

$$S_{l,TX} = K_x \cdot \left(\frac{\Sigma c_x}{\Sigma c_f} \right) \cdot S_{l,TW}, \quad (2.80)$$

где K_x – поправочный коэффициент для силы от вихревых потоков бокового ветра.

Значение $K_x = 1,0$ принято по Национальному Приложению.

Σc_x – коэффициент поперечной подъемной силы конструкции (и вспомогательных элементов при наличии) на высоте рассматриваемой панели;

Σc_f – согласно 2.3.1.4.3.

ПРИМЕЧАНИЕ Вихревые потоки бокового ветра вызывают переменные ветровые нагрузки даже в симметричных башнях; однако такие нагрузки, как правило, не влияют на критически нагруженные элементы (кроме усталостной нагрузки).

Усилие в любом элементе от общей нагрузки ΣS_T в результате воздействия ветра принимается равным:

$$S_T = S_{m,TW} + S_{m,GW} + \sqrt{S_{1,TW}^2 + S_{1,TX}^2 + S_{\text{каната}}^2}, \quad (2.81)$$

где $S_{m,GW}$ – среднее усилие на канаты, полученное от составляющей ветровой нагрузки в Формуле (2.78);

$S_{\text{канатов}}$ – переменное (пульсационное) усилие на канаты, полученное от пульсационной составляющей ветровой нагрузки в Формуле (2.78) [В.3.2.2.6].

2.3.1.5.9 [В.3.3] Метод спектрального анализа

Если усилия от продольных ветровых нагрузок рассчитываются с помощью спектрального анализа, то принимаемые метеорологические условия должны соответствовать указанным в СН РК EN 1991-1-4, а коэффициенты ветровой нагрузки приниматься по 2.3.1.4. Кроме того, параметры, определяемые по Приложению В СН РК EN 1991-1-4, следует принимать при отсутствии более точных данных.

Вихревые потоки бокового ветра вызывают переменные (пульсационные) усилия, которые необходимо учитывать совместно с усилиями от нагрузки в направлении ветра. Необходимо определять надлежащие параметры, соответствующие принятым, для подветренных усилий.

2.3.1.5.10 [В.3.4] Колебания, вызванные вихреобразованием при боковом ветре

Если башни имеют призматическую большого размера, цилиндрическую или плохобтекаемую формы, или предполагается, что они могут быть покрыты толстым слоем льда, необходимо определить их восприимчивость к колебаниям (резонансу), вызванным вихревым возбуждением и/или галопированием, в соответствии с СН РК EN 1991-1-4.

2.3.1.6 Усилия от ветрового воздействия для мачт с оттяжками

2.3.1.6.1 [В.4.1] Общие положения

Максимальные силы, подлежащие рассмотрению при расчете элементов мачт и фундаментов, необходимо определять с надлежащими допущениями для учета усилий от вихревых потоков.

Такие силы должны представлять собой результирующее воздействие эквивалентной статической нагрузки, вызванной ветром со скоростью, равной 10-минутному воздействию ветра среднего значения, действующего только в направлении ветра, а также переменной нагрузки в результате порывистости в направлении ветра и, если необходимо, при боковом ветре.

2.3.1.6.2 [В.4.2] **Критерии обоснованности применения статических методов**

Обычно статические методы применяются при определении максимальных сил в элементах мачты (см. 2.3.1.6.3 - 2.3.1.6.11). Метод спектрального анализа (см. 2.3.1.7) необходимо использовать только в отношении мачт, склонных к значительной реакции на динамические воздействия.

Расчет большинства мачт, разрушение которых вызывает значительные экономические последствия или потенциальную опасность (см. Подраздел 2.3), необходимо проверять по методу спектрального анализа, если это предусмотрено в проектных требованиях.

При использовании статических методов расчета должны выполняться следующие условия:

а) общая длина любой консоли над ярусом верхней оттяжки составляет менее половины интервала между предпоследней и верхней оттяжками;

б) параметр β_s менее 1, где

$$\beta_s = \frac{4 \cdot \left(\frac{E_m \cdot I_m}{L_s^2} \right)}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N K_{Gi} \cdot H_{Gi}} < 1, \quad (2.82)$$

$$\text{где } K_{Gi} = 0,5 \cdot N_i \cdot A_{Gi} \cdot E_{Gi} \cdot \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi} \quad (2.83)$$

N – количество ярусов оттяжек;

A_{Gi} – площадь поперечного сечения оттяжки в ярусе крепления i ;

E_{Gi} – модуль осевой упругости оттяжки в ярусе крепления i ;

L_{Gi} – длина оттяжки в ярусе крепления i ;

N_i – количество оттяжек, закрепленных в ярусе крепления i ;

H_{Gi} – высота i -го яруса крепления над основанием мачты;

α_{Gi} – наклон оттяжки к горизонтали в ярусе крепления i ;

E_m – модуль упругости мачты;

I_m – средний момент инерции мачты при изгибе;

L_s – среднее расстояние между ярусами крепления оттяжек.

в) параметр Q меньше 1, где

$$Q = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{H \cdot V_H}{D_0}} \cdot \sqrt{\frac{m_0}{H \cdot R}}, \quad (2.84)$$

где m_0 – средняя масса на единицу длины ствола мачты, включая вспомогательные приспособления (кг/м);

D_0 – средняя ширина грани мачты (м);

V_H – средняя скорость ветра v_e на вершине мачты (м/с);

R – средняя величина произведения коэффициента сопротивления c_f на площадь ΣA , определяемую в 2.3.1.4.4;

H – высота мачты, включая консоль при наличии (м).

Если какое-либо из условий не выполнено, следует использовать спектральный метод анализа (см. 2.3.1.7).

2.3.1.6.3 [В.4.3.1] **Эквивалентные статические методы (общие положения)**

Для учета динамических ветровых нагрузок, действующих на мачту, необходимо

произвести расчет мачты по серии статических схем зональных патч – нагрузжений на основе нагрузки среднего ветра, увеличенных ветровыми патч – нагрузками. Применение этого метода требует выполнения нескольких статических расчетов ветра в отношении каждого рассматриваемого направления и результаты должны быть скомбинированы для обеспечения максимальной характеристики.

Максимальные усилия в мачтах симметричного сечения с триангулированными связями жесткости (решеткой), без вспомогательных приспособлений или с таковыми, расположенными симметрично относительно рассматриваемого направления ветра, не подверженные динамической чувствительности, выводятся на основании 2.3.1.6.4 - 2.3.1.6.11.

В отношении мачт со вспомогательными приспособлениями, расположенными несимметрично относительно рассматриваемого направления ветра, необходимо определить дополнительные силы, действующие вследствие эффекта бокового ветра, в соответствии с 2.3.1.6.11.

При расчете необходимо рассматривать нижеприведенные случаи нагружения.

2.3.1.6.4 [B.4.3.2.1] Средняя ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка при направлении ветра на мачту $F_{m,w}$ в результате воздействия среднего ветра принимается, как

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref}, \quad (2.85)$$

где $c_w(z)$ – коэффициент ветровой нагрузки конструкции (и вспомогательных элементов при наличии) при направлении ветра на рассматриваемую секцию мачты на высоте z метров от уровня грунта стройплощадки, определенный в соответствии с 2.3.1.4.3.

Нагрузки принимаются, как действующие на уровне центра площадей граней (включая вспомогательные элементы, при наличии) в пределах высоты секции.

Ветровая нагрузка на оттяжки $F_{GW}(z)$, перпендикулярная оттяжкам в плоскости, в которой располагаются оттяжка и направление ветра, в результате воздействия среднего ветра принимается, как:

$$F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot c_{f,G}(z) \cdot A, \quad (2.86)$$

где $c_{f,G}(z)$ – коэффициент ветровой нагрузки рассматриваемой оттяжки, определенный в соответствии с 2.3.1.4.8.

Если прилагается равномерная нагрузка, то $q_p(z)$ необходимо принимать для скорости ветра на $2/3$ высоты крепления к мачте.

Усилия S_m в результате действия среднего ветра необходимо определять для каждого компонента мачты путем геометрического нелинейного статического расчета при нагрузках среднего ветра $F_{m,w}$ и F_{GW} .

2.3.1.6.5 [B.4.3.2.2] Зональные (патч) нагрузки

В дополнение к нагрузкам среднего ветра, полученным согласно 2.3.1.6.4, нижеуказанные зональные (патч) нагрузки на ствол мачты прилагаются следующим образом:

- на каждый пролет ствола мачты между соседними ярусами крепления оттяжек (и пролет между основанием мачты и первым ярусом оттяжек);
- на консоль, если это имеет значение;
- от центра до центра соседних пролетов;

- от основания до середины высоты первого яруса крепления оттяжек;
- от середины пролета между предпоследней и верхней оттяжкой, если отсутствует консоль, но если это имеет значение, консоль включается.

Эти схемы приведены на Рисунке 2.30. Зональная нагрузка определяется по формуле:

$$F_{PW}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref} \quad , \quad (2.87)$$

где $c_w(z)$ – определен в 2.3.1.6.4;

k_s – коэффициент масштабирования, который определяет возможные случайности;

$I_v(z)$ – интенсивность турбулентности, как указано в 2.3.1.1.10, в зависимости от особенностей местности и орографии;

$c_0(z)$ – коэффициент орографии, определенный в соответствии с 2.3.1.1.9.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент масштабирования k_s учитывает мультимодальную реакцию мачт с оттяжками.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение коэффициента масштабирования k_s принято по Национальному приложению $k_s = 3,5$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В целях упрощения равномерные зональные нагрузки могут определяться, принимая значение z равным высоте верха зоны для $I_v(z)$ и $q_p(z)$.

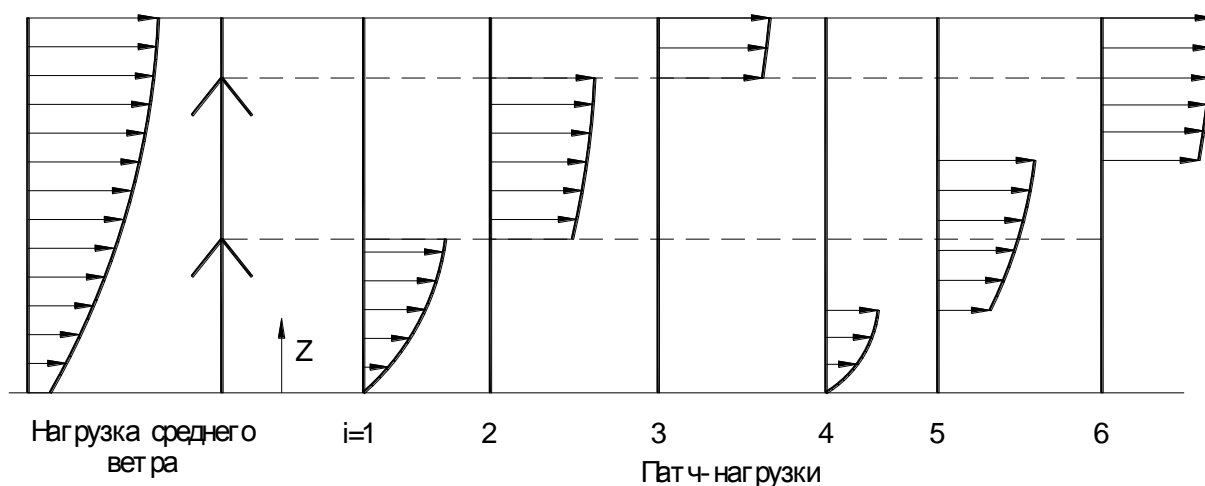


Рисунок 2.30 – Приложение зональных нагрузок

Эти зональные нагрузки должны быть приложены к мачте при средней ветровой нагрузке, определяемой согласно 2.3.1.6.4.

Для мачт высотой до 50 м следует рассматривать только один случай со средней и зональной нагрузками, действующими на всю мачту.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В этих случаях сдвиговые связи жесткости в каждом пролете должны проектироваться с учетом максимального усилия сдвига (и связанного с ним кручения) в этом пролете.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В таких случаях опорные стойки и их соединения в каждом пролете должны проектироваться с учетом максимальной (минимальной) нагрузки на стойку в этом пролете.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В таких случаях, если в мачте есть консоль, то должны быть рассмотрены случаи: (I) средняя плюс зональная нагрузки на консоль и средняя нагрузка на мачту и (II) средняя нагрузка на консоль и средняя плюс зональная нагрузки на мачту.

2.3.1.6.6 [В.4.3.2.3] Нагружение оттяжек

В каждом случае зонального (патч) нагружения ствола мачты, как указано в 2.3.1.6.5, зональные ветровые нагрузки $F_{PG}(z)$ на оттяжки должны прилагаться в тех же границах, см. Рисунок 2.31. Эти зональные нагрузки должны прилагаться перпендикулярно каждой оттяжке в плоскости, в которой располагаются оттяжка и направление ветра, и приниматься:

$$F_{PG}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \cdot c_{f,G}(z) \cdot A, \quad (2.88)$$

где k_s – коэффициент масштабирования;

$c_{f,G}(z)$ – коэффициент ветровой нагрузки, перпендикулярной оттяжке в плоскости, в которой расположены оттяжка и направление ветра, определяемый по 2.3.1.4.8.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент масштабирования k_s учитывает мультимодальную реакцию мачт с оттяжками.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение коэффициента масштабирования k_s принято по Национальному Приложению $k_s = 3,5$.

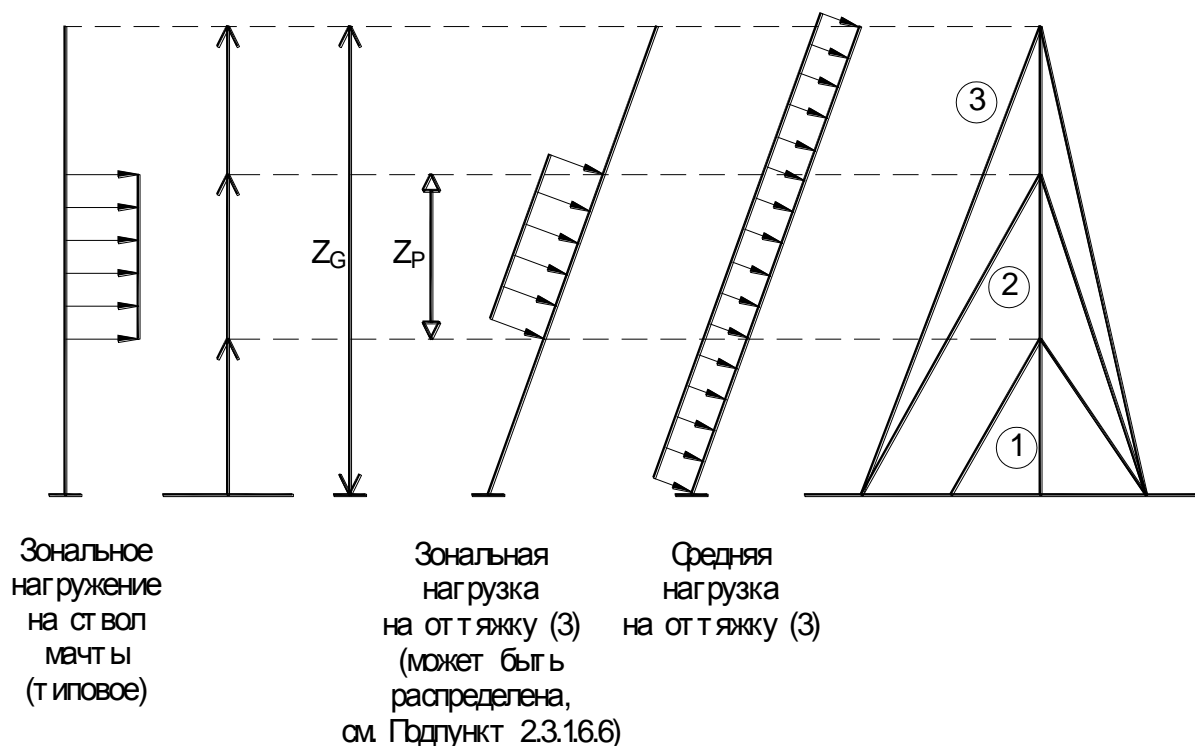


Рисунок 2.31 – Зональное нагружение оттяжек

В целях упрощения зональные нагрузки могут быть распределены по всей высоте рассматриваемых оттяжек путем умножения вышеуказанной ветровой нагрузки на соотношение z_p/z_G , где z_p – высота зоны на оттяжке, а z_G – высота крепления оттяжки к мачте.

2.3.1.6.7 [В.4.3.2.4] Определение усилий от зональных нагрузок

Необходимо вычислить усилия в каждом элементе ствола мачты и в оттяжках, полученные от каждой из приложенных последовательно зональных нагрузок (S_{PLi}).

Это производится путем вычисления разности между усилиями от зональной нагрузки в сочетании со средней нагрузкой и усилиями только от средней нагрузки.

Затем эти усилия комбинируются через корень квадратный из суммы квадратов, или:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2}, \quad (2.89)$$

где S_{PLi} – усилие из схемы i -го нагружения;

N – общее количество требуемых схем нагружения;

S_p – общее действующее усилие от зональных нагрузок.

2.3.1.6.8 [В.4.3.2.5] Общие усилия

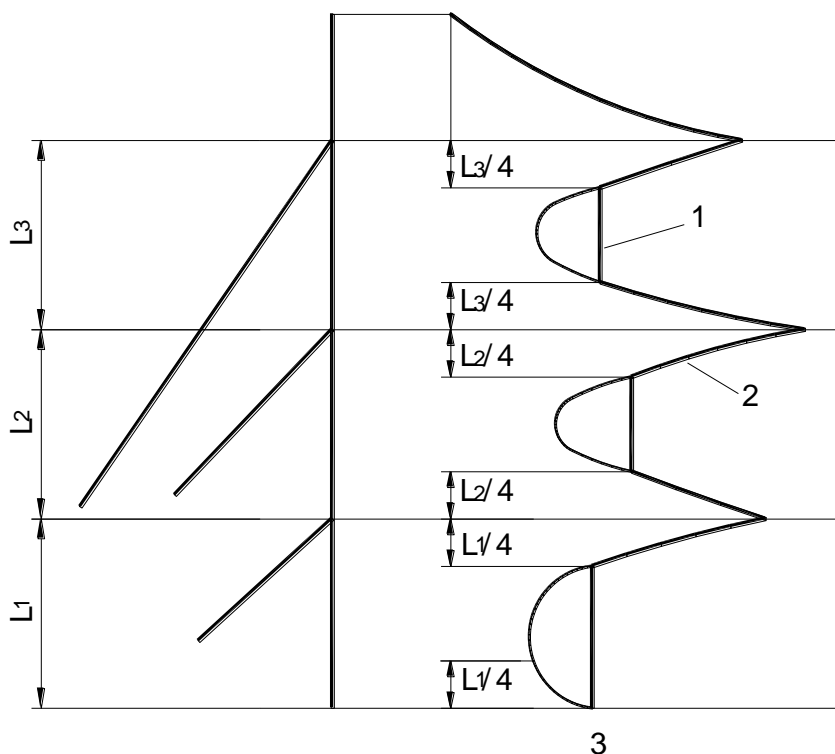
Общее усилие для каждого элемента ствола мачты S_{TM} определяется по формуле:

$$S_{TM} = S_M \pm S_p, \quad (2.90)$$

где S_M – усилие от действия среднего ветра, определенное в 2.3.1.6.4;

S_p – усилие от действия переменной нагрузки, определенное в 2.3.1.6.7, с использованием знака для получения максимального усилия.

В расчете общего усилия в сдвиговой связи каждого пролета ствола мачты, согласно Формулы (2.90), минимальное значение в пределах пролета должно приниматься равным максимальному значению, рассчитанному на расстоянии в одну четверть пролета для каждого смежного яруса от уровня крепления оттяжки (или основания мачты, если это имеет значение). В данном контексте термин «пролет» обозначает расстояние между соседними ярусами крепления оттяжек или между основанием и нижним ярусом крепления (см. Рисунок 2.32).



1- Минимальное значение, принимаемое в данном пролете; 2- См. Примечание;
3- Усилие в сдвиговой связи

ПРИМЕЧАНИЕ Огибающая кривая усилий в связях жесткости от действия зональных нагружений (показаны абсолютные значения).

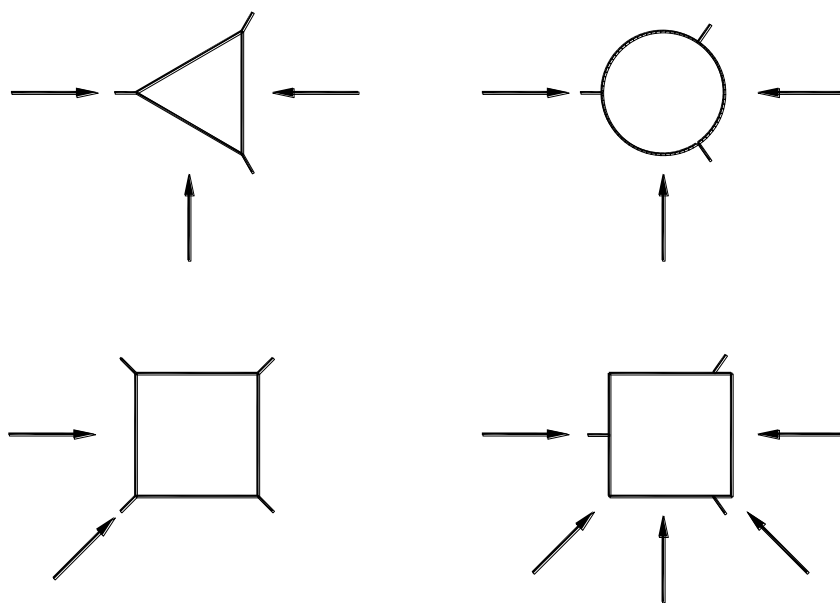
Рисунок 2.32 – Минимальные усилия в сдвиговой связи ствола мачты

2.3.1.6.9 [В.4.3.2.6] Направления ветра, подлежащие рассмотрению

В отношении каждого элемента мачты необходимо учитывать направление ветра, дающее общее максимальное усилие. На практике это означает, что должны быть рассмотрены несколько направлений ветра.

Если мачта практически симметричная по форме и нагрузкам, следует рассмотреть не менее трех направлений ветра в отношении трехгранной мачты, раскрепленной в трех направлениях, т.е. 90° , 30° к грани и 60° к грани. Для мачт с квадратным сечением и раскрепленных в четырех направлениях следует рассмотреть не менее двух направлений ветра: перпендикулярно грани и 45° к грани. Примеры приведены на Рисунке 2.33.

ПРИМЕЧАНИЕ Для расчета общей устойчивости симметричных мачт (см. Подраздел 5.1) необходимо учитывать влияние бокового эффекта (например, боковой ветровой нагрузки – 2 % от продольной ветровой нагрузки, или отклонения направления ветра 2° от принятого направления) при выполнении расчета второго порядка.



(в мачте круглого сечения с четырьмя оттяжками – аналогично)

Рисунок 2.33 – Типовые направления ветра, подлежащие рассмотрению

2.3.1.6.10 [В.4.3.2.7] Нагрузки при расчете отклонений и поворотов

Отклонения и повороты, как правило, имеют значение только для выполнения требований к эксплуатационной пригодности. Критерии эксплуатационной пригодности должны быть определены заказчиком в технических требованиях к проекту (см. 7.2.2).

2.3.1.6.11 [В.4.3.2.8] Ветровая нагрузка несимметричных мачт или мачт со сложным оборудованием

Для несимметричных мачт или мачт с несимметрично расположенными вспомогательными элементами (оборудованием) большого размера и/или с канатами, вызывающими скручивающие усилия и поперечную нагрузку, в общей нагрузке для определения усилий от ветра необходимо учитывать комбинированное воздействие ветра на отдельные части, как в направлении ветра, так и бокового ветра, где необходимо.

Вихревые потоки бокового ветра вызывают усилия от переменной (пульсационной) нагрузки. Возникает необходимость учитывать их в сочетании с усилиями от нагрузки в направлении ветра.

Метод отделения средней нагрузки в направлении ветра от переменной ветровой нагрузки следует применять, как указано в отношении башен в 2.3.1.5.3. В отношении мачт с оттяжками это вызывает необходимость приложения ряда поперечных зональных ветровых нагрузок таким же образом, как указано в 2.3.1.6.5.

Общее усилие рассчитывается по формуле:

$$S_{TM} = S_M \pm \sqrt{S_{PW}^2 + K_x^2 \cdot S_{PX}^2}, \quad (2.91)$$

где S_{PW} – усилие от зональных нагрузок в направлении ветра;

S_{PX} – усилие от боковых ветровых зональных нагрузок;

K_x – поправочный коэффициент силы вихревых потоков бокового ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значение K_x принято в Национальном приложении $K_x = 1,0$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Вихревые потоки бокового ветра вызывают переменные ветровые нагрузки даже в симметричных мачтах; однако такие нагрузки, как правило, не влияют на критически нагруженные элементы.

В качестве альтернативы, для упрощения, можно не выполнять точный расчет с учетом вихревых потоков бокового ветра как в Подпункте 2.3.1.6.11, но учесть эффект от нагрузок бокового ветра допускается увеличением на 10 % значения нагрузки от общего воздействия S_{TM} из 2.3.1.6.8.

2.3.1.7 [B.4.4] Метод спектрального анализа

Расчет реакции с помощью спектрального анализа необходимо использовать только для дополнения резонанса в реакцию.

Нерезонансные реакции можно определить, используя общий статический метод (см. 2.3.1.6.4 - 2.3.1.6.11). Значение k_s принимается $k_s = 2,95$.

Допускается, что метеорологические условия должны соответствовать указанным в СН РК EN 1991-1-4, а коэффициенты ветровой нагрузки – указанным в 2.3.1.4.3 - 2.3.1.4.9. Кроме того, принимаются параметры, определенные в Приложении В СН РК EN 1991-1-4, при отсутствии более точных данных.

Вихревые потоки бокового ветра вызывают переменные ветровые нагрузки, которые необходимо учитывать в сочетании с продольными ветровыми нагрузками. Необходимо принять надлежащие параметры, соответствующие принятым в отношении воздействия по ветру.

Необходимо рассчитывать реакцию для всех видов колебаний с собственной частотой менее 2 Гц.

2.3.1.8 [B.4.5] Колебания/вибрации, вызванные вихреобразованием

Если мачты являются опорой для плохообтекаемых объектов большого размера, или предполагается, что они могут быть покрыты толстым слоем льда, необходимо определить их восприимчивость к колебаниям, вызванным вихревым возбуждением, в соответствии с СН РК EN 1991-1-4.

2.3.1.9 [B.4.6] Вибрации оттяжек

Оттяжки мачт необходимо проверять на наличие высокочастотных вибраций, вызванных вихревым возбуждением и галопированием, особенно в случаях обледенения оттяжек, следующим образом:

а) Вибрации, вызванные вихревым возбуждением.

В оттяжках могут возникать вибрации резонансного типа малой амплитуды при низкой скорости ветра, вызванные вихревым возбуждением высокой частоты.

Поскольку вихревое возбуждение может возникать в высших формах, нельзя устанавливать общие правила. Однако в качестве руководства можно применять опыт, показывающий, что такие вибрации с наибольшей вероятностью возникают, если напряжение оттяжек в неподвижном воздухе превышает 10 % разрушающей нагрузки.

б) Галопирование (включая вибрации, вызванные дождем).

Оттяжки могут быть подвержены галопированию, когда покрыты льдом или толстым слоем смазки. Увеличение толщины слоя смазки или льда может сформировать аэродинамические формы, вызывающие нестабильность тяжения и подъема. Результатом может стать возникновение низкочастотных вибраций большой амплитуды. Аналогичные вибрации могут возникать в условиях дождя.

В этом случае также нельзя установить общие правила, поскольку возникновение галопирования существенно зависит от образования льда или профиля смазки. Как правило, галопирование возникает на оттяжках большого диаметра и относительно нечувствительно к предварительному натяжению. См. 8.3 СН РК EN 1993-1-11.

При возникновении вибрации оттяжек необходимо предусмотреть гасители колебаний или виброгасители или спойлеры для ограничения последующих напряжений, см. 3.4.

Если известно о возникновении таких вибраций, а меры по их устранению не предпринимались, необходимо произвести проверку анкеровки оттяжек на усталость. В таких случаях следует обратиться за консультацией к специалисту.

2.3.2 Нагрузка от обледенения

2.3.2.1 Действие гололеда необходимо рассматривать в отношении его влияния, как на центр тяжести, так и на ветровую нагрузку. В соответствии с Приложением С СН РК EN 1993-3-1, рекомендуется при определении гололедной нагрузки руководствоваться положениями ISO 12494.

Поскольку на данный период нет карт для гололедных нагрузок, гармонизированных с приведенными в ISO 12494 классами гололеда, то в 2.3.2.2 – 2.3.2.7 приведена методика сбора нагрузок от гололеда и сочетание гололеда с ветром для башен и мачт, основанная на положениях ISO 12494, для ознакомления и применения после разработки этих карт.

Для пользования в переходный период рекомендуется методика сбора гололедных нагрузок, приведенная в 2.3.2.8.

2.3.2.2 [C.1] Общие положения

2.3.2.2.1 Гололедные нагрузки на мачты и башни в незащищенных местах могут увеличиваться и в сочетании с ветром и увеличенным аэродинамическим сопротивлением из-за обледеневших элементов в некоторых случаях являться определяющими при проектировании.

2.3.2.2.2 Размеры гололедных отложений на конструкциях, а также их плотность, расположение и форма в значительной степени зависят от местных метеорологических условий, топографии и формы самой конструкции.

2.3.2.2.3 Обледенение традиционно классифицируется в соответствии с двумя различными процессами льдообразования:

- внутриоблачное обледенение;
- обледенение в результате атмосферных осадков.

Эти типы обледенения могут привести к образованию различных типов льда: мягкая изморозь, твердая изморозь, мокрый снег и гололед с различными физическими свойствами плотности, адгезии, когезии, цвета и формы. Например, плотность обычно варьируется от 200 кг/м^3 до 900 кг/м^3 , от концентрических отложений (гололед и мокрый снег) до эксцентрического отложения на одной грани, заостренного по ветру (мягкая и твердая изморозь).

2.3.2.2.4 В целях инженерного проектирования традиционно допускается, что все элементы мачт и башен покрыты льдом определенной толщины, что в сочетании с плотностью можно использовать при расчете веса льда и аэродинамического сопротивления. Такие методы можно обосновать в местностях, где гололед и мокрый снег формируют расчетные гололедные нагрузки, но в случае инея физическая реальность не совпадает с равномерной толщиной льда на всех элементах мачт и башен. Однако в местностях, где отложения льда при внутриоблачном образовании относительно малы, метод расчета веса льда и аэродинамического сопротивления при наличии гололеда с допущением равномерного слоя льда может применяться на практике, если используются значения, взятые с запасом.

2.3.2.2.5 С другой стороны, есть местности, подверженные значительному гололеду, и для таких регионов специалисты должны оценивать гололедные нагрузки. Такие оценки включают вес, расположение, форму и т.д. гололедной нагрузки на конструкции, а также надлежащее сочетание гололеда с ветром, подлежащее точному определению.

2.3.2.2.6 В нижеприведенных положениях представлено общее описание обращения с гололедными нагрузками и их сочетания с ветром, действующих на мачты и башни.

2.3.2.3 Гололедная нагрузка

2.3.2.3.1 Гололед – это тип льда, который образуется из атмосферных осадков и который имеет самую высокую плотность. Гололед образуется из замерзающего дождя или мороси, или из внутриоблачного замерзания и, как правило, приводит к равномерно распределенному обледенению. В нижеприведенных положениях для башен и мачт рассматривается только нагрузка от гололеда.

2.3.2.3.2 Принципы определения характеристической гололедной нагрузки, приведены в 2.3.2.4.3 - 2.3.2.4.5 (в соответствии с ISO 12494).

2.3.2.3.3 [C.2(2)] Поскольку гололед может образовываться на башнях и мачтах несимметрично, такие ситуации необходимо учитывать. Несимметричный гололед представляет особый интерес в отношении мачт, на которых гололед на различных оттяжках может значительно отличаться, вызывая изгибающее воздействие на ствол мачты. Несимметричное обледенение оттяжек может быть частично вызвано несимметричным нарастанием льда в зависимости от направления ветра и частично – неравномерным сбросом гололеда с оттяжек.

2.3.2.3.4 Региональная и местная топография изменяет вертикальные потоки воздушных масс, влияя на интенсивность осадков облачной структуры и, соответственно, на условия обледенения.

Интенсивность льдообразования на конструкциях может сильно изменяться в зависимости от высоты конструкции над уровнем земли, однако простой модели распределения льда по высоте еще не разработано. В некоторых случаях лед на небольшой высоте отсутствует, однако на более высоких уровнях может наблюдаться довольно интенсивное обледенение и наоборот.

На Рисунке 2.34 показан стандартный коэффициент–множитель k_h для масс льда на более высоких уровнях над землей (не над уровнем моря). Данный коэффициент может применяться для всех видов льда (если отсутствуют конкретные данные для данной местности). В действительности ситуация может оказаться гораздо сложнее, чем это показано на Рисунке 2.34, поэтому могут потребоваться дополнительные исследования.

Коэффициент k_h можно вычислять также по формуле:

$$k_h = e^{0,01 \cdot H}, \quad (2.92)$$

где H – высота над поверхностью земли, м.

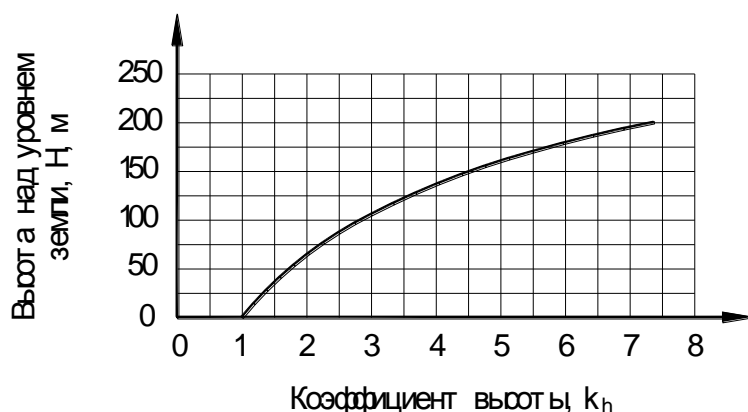


Рисунок 2.34 – Коэффициент изменения масс льда с изменением высоты над уровнем земли

2.3.2.4 Вес льда

2.3.2.4.1 Для определения степени воздействия скопившегося льда, необходимо знать его размеры и массу. Наибольшее обледенение происходит на конструкциях, расположенных в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, а также на элементах с небольшой величиной габаритного сечения.

2.3.2.4.2 Для того чтобы выразить количество льда, скопившегося на определенной площадке, вводится термин «ледовый класс» (IC). Ледовый класс – это параметр, который должен использоваться в расчетах для определения предполагаемой степени обледенения данной площадки. Данные по ледовым классам, приведенные в настоящем пособии используются как рекомендации, на основании которых можно определить воздействие льда при проектировании.

2.3.2.4.3 Ледовые классы определяются по характеристической величине ледовой нагрузки, средний предполагаемый период возврата которой составляет 50 лет на контрольном коллекторе льда в определенном месте. Данный контрольный коллектор пред-

ставляет собой цилиндр диаметром 30 мм и длиной не менее 0,5 м, расположенный на высоте 10 м над поверхностью земли и медленно поворачивающийся вокруг своей оси.

Ледовые классы можно определить:

– по метеорологическим и/или топографическим данным вместе с использованием модели обледенения, или

– по массе (весу) льда на метр длины конструкции, измеренной на площадке.

Это означает, что если в расположении имеется один из указанных выше наборов данных, то можно определить правильный ледовый класс для определенной площадки.

Ледовые классы определяются и для гололеда, и для изморози, так как их характеристики отличаются друг от друга. Класс ICG предназначен для гололедных отложений, а ICR – для изморозевых отложений.

Классы ICG (гололед) определяются как определенная толщина льда на контрольном ледовом коллекторе. В Таблице 2.15 указаны значения толщины и массы льда для каждого гололедного класса (ICG). На Рисунке 2.35 приводятся модели возможного обледенения.

Таблица 2.15 – Ледовые классы гололеда (ICG)(плотность льда = 900 кг/м³)

Ледовый класс (IC)	Толщина льда, t мм	Масса для гололеда, m, кг/м			
		Диаметр цилиндра, мм			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,8
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11,0	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
G6	Должны использоваться в случае экстремального обледенения				

2.3.2.4.4 [С.3(1)] При определении массы гололеда на решетчатой башне или мачте, как правило, допускается, что все конструкционные элементы, части лестниц, вспомогательные приспособления и т.д. покрыты льдом одинаковой толщины по всей поверхности элемента (см. Рисунок 2.35).

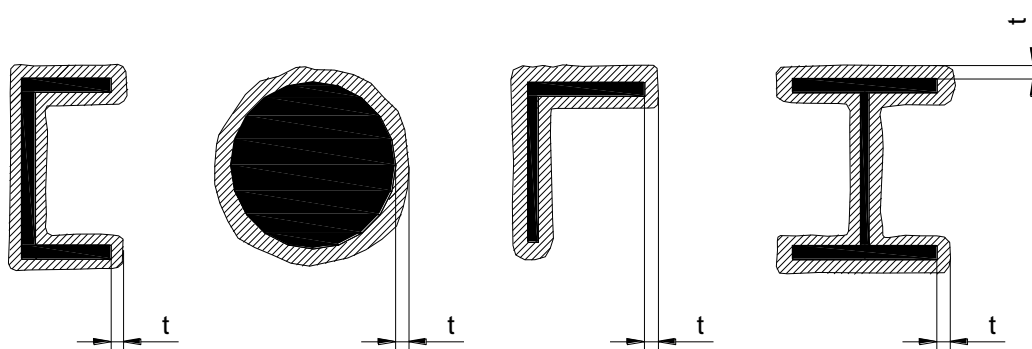


Рисунок 2.35 – Толщина льда на конструкционных элементах

Указанная толщина льда действительна также и для наклонных элементов. Толщина измеряется перпендикулярно длинной оси стержня и всегда является одинаковой во всех направлениях вокруг стержня/конструкции.

2.3.2.4.5 Масса льда рассчитывается как площадь поперечного сечения скопившегося льда (за пределами площади поперечного сечения объекта внутри льда), умноженная на плотность ледяной массы.

Масса льда рассчитывается по формуле:

$$m = \pi \cdot \gamma \cdot t \cdot (d + t) \cdot 10^{-6}, \quad (2.93)$$

где m – масса гололедного обледенения, кг/м;

t – толщина гололедного обледенения, мм;

d – диаметр цилиндра, мм;

γ – плотность гололедного обледенения, кг/м³.

Плотность льда $\gamma = 900$ кг/м³.

2.3.2.5 Ветровая нагрузка при гололеде

2.3.2.5.1 [С.4(1)] В районах возникновения гололеда сочетание его с ветром часто влияет на результаты проектирования мачт и башен. Увеличенное аэродинамическое сопротивление, вызванное отложениями льда на отдельных элементах, может привести к формированию критической нагрузки, даже если скорость ветра меньше максимального характеристического значения.

2.3.2.5.2 [С.4(2)] Аэродинамическое сопротивление обледеневшей башни или мачты может быть рассчитано с использованием основного метода, приведенного в 2.3.1.4, с учетом увеличения ширины элементов из-за толщины слоя гололеда. Если зазоры между элементами небольшие (к примеру, менее 75 мм), допускается, что они заполнены льдом.

Определение аэродинамического сопротивления в случае изморози гораздо более сложное, и необходимо обращать особое внимание случаям полного обледенения мачт или граней мачт. Руководство для этих случаев приведено в ISO 12494.

2.3.2.5.3 Согласно положений ISO 12494, для расчета ветровых нагрузок для конструкции и отдельных элементов в обледеневшем состоянии, требуются значения коэффициентов сопротивления для обледеневшей конструкции C_i . В большинстве случаев значения C_i отличаются от коэффициентов сопротивления для конструкции безо льда C_0 . При этом значения C_i могут в определенной степени связываться со значениями C_0 , которые могут использоваться для вывода значений C_i .

Коэффициент сопротивления для обледенелого элемента зависит от типа профиля, его значения C_0 , ледового класса, типа льда, ширины элемента и направления ветра относительно оси обледенения.

В Таблице 2.16 содержатся рекомендованные значения C_i для разных значений C_0 и для всех ледовых классов ICG. Данная модель может применяться к элементам, ширина которых без обледенения составляет примерно 0,3 м. Большие сплошные объекты меньше зависят от обледенения. Поэтому считается, что влияние гололеда может игнорироваться для элементов, ширина которых составляет 5 м и больше.

Таблица 2.16 – Коэффициенты C_i для гололеда на стержнях

Ледовый Класс (IC)	Толщина Льда t мм	Коэффициенты C_i для гололеда на стержнях						
		Коэффициенты сопротивления без обледенения, C_0						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
G1	10	0,68	0,88	1,08	1,28	1,48	1,68	1,88
G2	20	0,86	1,01	1,16	1,31	1,46	1,61	1,76
G3	30	1,04	1,14	1,24	1,34	1,44	1,54	1,64
G4	40	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42	1,47	1,52
G5	50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
G6	Должны использоваться в случае экстремального обледенения							

2.3.2.5.4 Коэффициенты сопротивления приводятся для направления ветра, перпендикулярного продольной оси элемента и ширины (обледенелого) элемента.

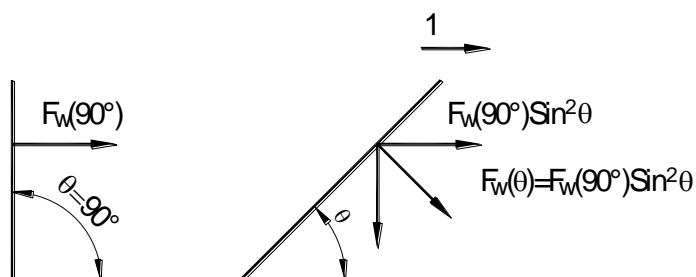
Если угол между направлением ветра и плоскостью, на которой находится продольная ось элемента, отличается от 90° , ветровые нагрузки $F_w(\theta)$ могут быть снижены.

ПРИМЕЧАНИЕ F_w – это ветровая нагрузка, воздействующая перпендикулярно на элемент. Если элемент находится под наклонным углом к направлению ветра, ветровая нагрузка на данный элемент изменяется. На Рисунке 2.36 показаны разные, обычно используемые компоненты:

$$F_w(\theta) = F_w(90^\circ) \cdot \sin^2 \theta$$

где θ – угол падения, измеренный на плоскости направления ветра и продольной оси элемента.

$F_w(\theta)$ воздействует перпендикулярно продольной оси объекта.



Условные обозначения: 1 – направление ветра

Рисунок 2.36 – Силы, воздействующие на наклонный элемент

2.3.2.5.5 При сочетании гололеда и ветра характеристическое давление ветра в периоды времени, когда возможно образование гололеда, меньше характеристического давления ветра в любом случае. Необходимо принять к сведению, умножая характеристическое давление ветра, приведенное в 2.3.1.1.11, на коэффициент k . Коэффициенты k приведены в Таблице 2.17 и зависят от класса гололеда.

Коэффициент k должен использоваться для снижения давления ветра ввиду сокращенной вероятности одновременного воздействия ветровой нагрузки в условиях тяжелого обледенения с периодом возврата 50 лет [С.4(3)].

Таблица 2.17 – Коэффициент для снижения нагрузки от ветра

ICG	G1	G2	G3	G4	G5
k	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60

2.3.2.6 Асимметричная нагрузка от обледенения

Асимметричное обледенение мачты необходимо учитывать при отложении гололеда на ствол мачты и все оттяжки за исключением:

- оттяжки или оттяжек в одном верхнем ярусе;
- оттяжки или оттяжек в двух верхних ярусах.

2.3.2.7 Сочетание гололеда и ветра

2.3.2.7.1 [С.4.6(1)] Сочетание гололеда и ветра необходимо учитывать как при симметричном, так и при несимметричном обледенении. Для определения расчетных значений нагрузок следует использовать следующие сочетания:

- преобладание льда и сопровождающий ветер:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{ice} \cdot Q_{k,ice} + \gamma_w \cdot k \cdot \psi_w \cdot Q_{k,w} \quad (2.94)$$

- преобладание ветра и сопровождающий гололед:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_w \cdot k \cdot Q_{k,w} + \gamma_{ice} \cdot \psi_{ice} \cdot Q_{k,ice}, \quad (2.95)$$

где коэффициент k приведен в Таблице 2.17.

Рекомендуется применять следующие коэффициенты сочетаний:

$$\psi_w (\text{ветер}) = 0,5; \quad \psi_{ice} (\text{лед}) = 0,5$$

2.3.2.7.2 [С.4.6(2)] Частные коэффициенты для общего веса γ_G , гололедной нагрузки γ_{ice} и ветровой нагрузки γ_w см. в Таблице 2.2.

2.3.2.8 Методика расчета на переходный период

2.3.2.8.1 В переходный период следует пользоваться нижеприведенной методикой.

Гололедную нагрузку следует определять в зависимости от гололедных районов, принимаемых по картам районирования территории Республики Казахстан по толщине стенки гололеда, действующими на данный момент (см. Рисунки 2.37 и 2.38).

2.3.2.8.2 Гололедные нагрузки необходимо учитывать при проектировании воздушных линий электропередачи и связи, антенно-мачтовых устройств, дымовых труб и подобных сооружений.

2.3.2.8.3 Характеристическое значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов, тросов, оттяжек, мачт, вант и др.) i , Н/м, следует определять по формуле:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3} \quad (2.96)$$

Характеристическое значение поверхностной гололедной нагрузки i' , Па, для других элементов следует определять по формуле:

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g, \quad (2.97)$$

где b – толщина стенки гололеда, мм (превышаемая раз в 5 лет), на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, принимаемая по Таблице 2.18, а на высоте 200 м и более – по Таб-

лице 2.19. Для других периодов повторяемости толщину стенки гололеда следует принимать по специальным техническим условиям, утвержденным в установленном порядке;

k – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый по Таблице 2.20;

d – диаметр провода, троса или каната, мм;

μ_1 – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по Таблице 2.21;

μ_2 – коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый равным 0,6;

ρ – плотность льда, принимаемая равной 0,9 г/см³;

g – ускорение свободного падения, м/с².

Таблица 2.18 – Толщина стенки гололеда

Гололедные районы	I	II	III	IV	V
Толщина стенки гололеда b , мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20
ПРИМЕЧАНИЕ Гололедные районы принимаются по нижеприведенным картам (Рисунки 2.37 и 2.38)					

Таблица 2.19 – Толщина стенки гололеда для высоты более 200 м

Высота над поверхностью земли, м	Толщина стенки гололеда b , мм для разных районов		
	I района гололедности	V района гололедности и горных местностей	остальные
200	15	Принимается на основании специальных обследований	35
300	20	То же	45
400	25	То же	60

Таблица 2.20 – Коэффициент изменения толщины гололеда по высоте

Высота над поверхностью земли, м	5	10	20	30	50	70	100
Коэффициент «К»	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Таблица 2.21 - Коэффициент изменения толщины гололеда в зависимости от диаметра

Диаметр провода, троса или каната, мм	5	10	20	30	50	70
Коэффициент μ_1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

ПРИМЕЧАНИЕ 1 (к Таблицам 2.18 - 2.21) В V районе, горных и малоизученных районах, обозначенных на нижеприведенных картах, а также в сильнопересеченных местностях (на вер-

шине гор и холмов, на перевалах, на высоких насыпях, в закрытых горных долинах, котловинах, глубоких выемках и т.п.) толщину стенки гололеда необходимо определять на основании данных специальных обследований и наблюдений.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Промежуточные значения величин следует определять линейной интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Толщину стенки гололеда на подвешенных горизонтальных элементах кругового сечения (тросах, проводах, канатах) допускается принимать на высоте расположения их приведенного центра тяжести.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для определения гололедной нагрузки на горизонтальные элементы круговой цилиндрической формы диаметром до 70 мм толщину стенки гололеда, приведенную в Таблице 2.19, следует снижать на 10 %.

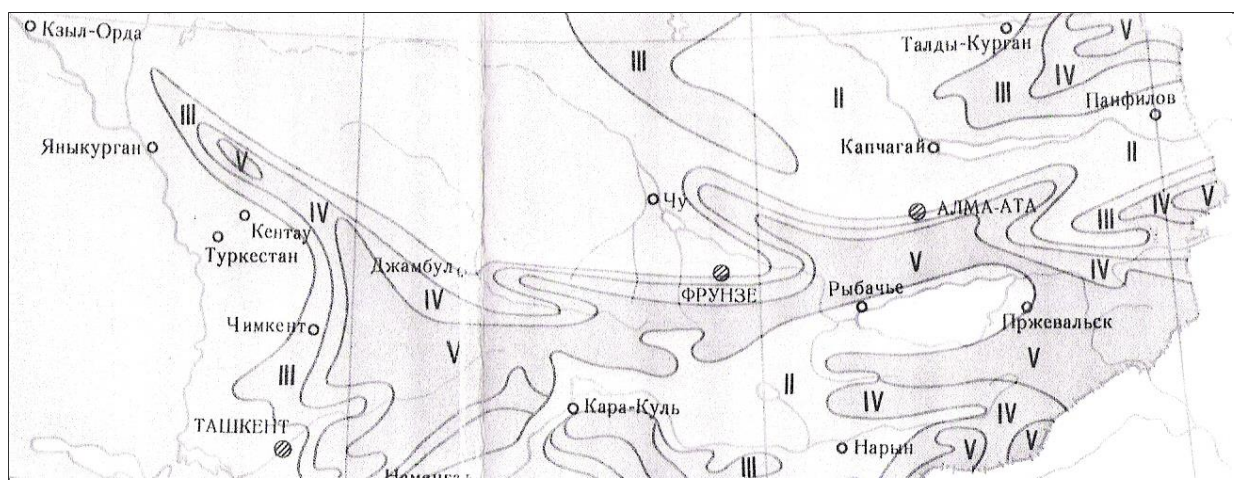


Рисунок 2.37 – Карта районирования территории горной части РК по толщине стенки гололеда

2.3.2.8.4 Частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_f для гололедной нагрузки следует принимать равным 1,3, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

2.3.2.8.5 Давление ветра на покрытые гололедом элементы следует принимать равным 25 % характеристического (нормативного) значения ветровой нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В отдельных районах, где наблюдаются сочетания значительных скоростей ветра с большими размерами гололедно-изморозевых отложений, толщину стенки гололеда и его плотность, а также давление ветра следует принимать в соответствии с фактическими данными.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определении ветровых нагрузок на элементы сооружений, расположенных на высоте более 100 м над поверхностью земли, диаметр обледенелых проводов и тросов, установленный с учетом толщины стенки гололеда, приведенной в Таблице 2.19, необходимо умножать на коэффициент, равный 1,5.

2.3.2.8.6 Температуру воздуха при гололеде независимо от высоты сооружений следует принимать в горных районах с отметкой: более 2000 м – минус 15°C, от 1000 до 2000 м – минус 10°C; для остальной территории для сооружений высотой до 100 м – минус 5°C, более 100 м – минус 10°C.

ПРИМЕЧАНИЕ В районах, где при гололеде наблюдается температура ниже минус 15°C, ее следует принимать по фактическим данным.

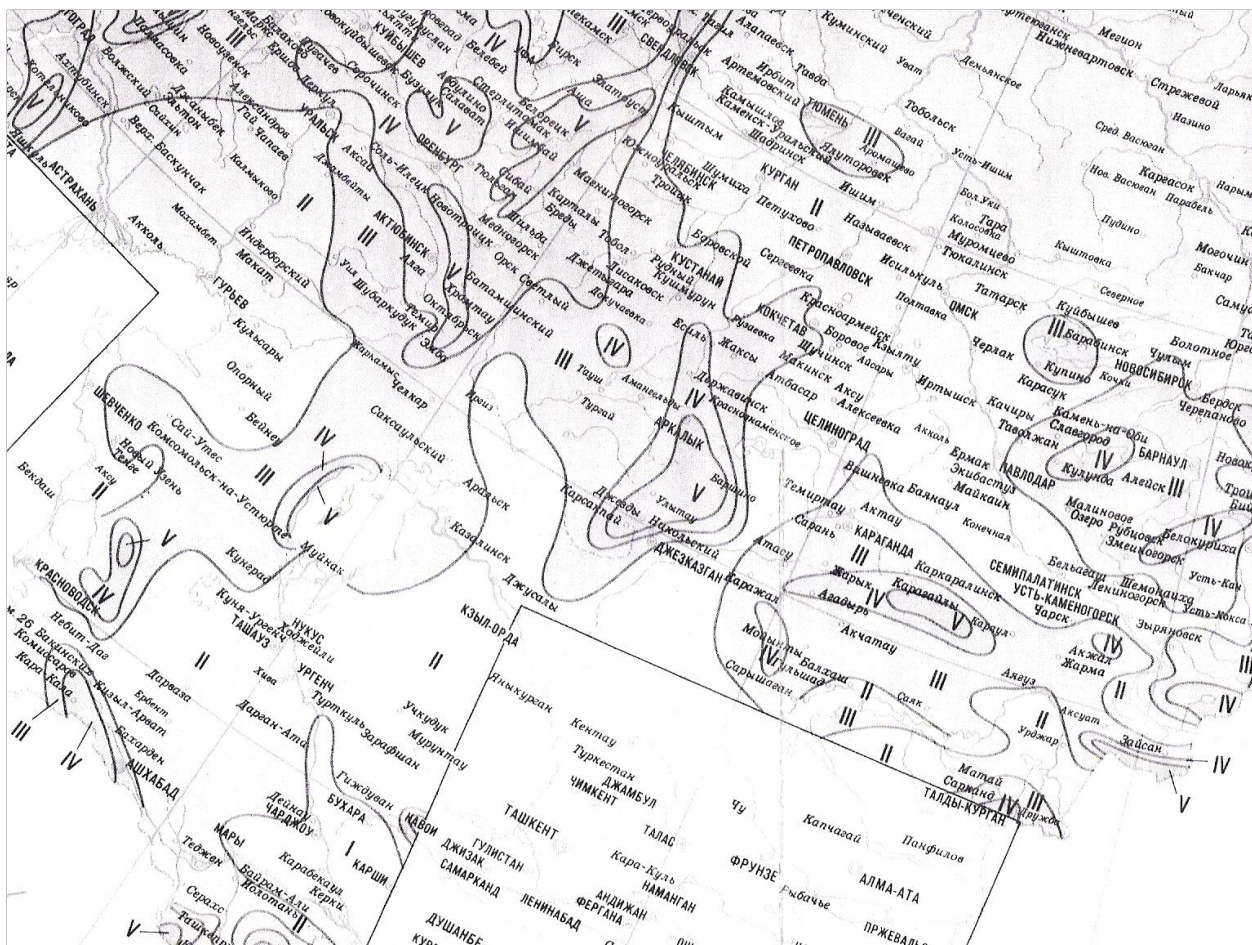


Рисунок 2.38 – Карта районирования территории РК по толщине стенки гололеда

2.3.3 [2.3.3] Температурные воздействия

Температурные воздействия определяются в соответствии с СН РК EN 1991-1-5 на основе температур окружающей среды.

2.3.4 [2.3.4] Собственный вес

2.3.4.1 Собственный вес определяется в соответствии с СН РК EN 1991-1-1.

2.3.4.2 Собственный вес оттяжек определяется в соответствии с СН РК EN 1993-1-11. Оттяжки относятся к элементам группы В, работающим на растяжение, согласно Таблицы 3.5 данного пособия.

В соответствии с 2.3.1 СН РК EN 1993-1-11, характеристическое значение величины собственного веса растянутых элементов и приспособлений к ним должно определяться с учетом площади поперечного сечения и плотности материала, кроме случаев, если такие данные указаны в соответствующих частях СТ РК EN 12385.

Для спиральных прядевых канатов, канатов с полностью закрытой свивкой или канатов прядевых из круглой проволоки номинальный собственный вес g_k может быть вычислен следующим образом:

$$g_k = w \cdot A_m, \quad (2.98)$$

где A_m – площадь поперечного сечения металлических элементов каната, мм²;

w – удельный вес с учетом плотности стали, включая систему защиты от коррозии (Таблица 2.22), Н/мм³.

Таблица 2.22 – Удельный вес w и коэффициент заполнения f

	Коэффициент заполнения f							Удель- ный вес w · 10 ⁻⁷ , Н/мм ³
	Проволока сердечника + один слой из Z- образной проволоки	Проволока сердечника + два слоя из Z- образной проволоки	Проволока сердечника + более двух слоев из Z- образной проволоки	Число слоев проволоки вокруг сер- дечника				
				1	2	3-6	> 6	
Канаты спиральные прядевые	—	—	—	0,77	0,76	0,75	0,73	830
Канаты с полностью закрытой свивкой	0,81	0,84	0,88	—	—	—	—	830
Канаты прядевые из круглой проволоки	—	—	—	0,56				930

Площадь A_m может быть определена по формуле:

$$A_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f, \quad (2.99)$$

где d – наружный диаметр каната или пряди, включая любые антикоррозионные покрытия, мм;

f – коэффициент заполнения, см. Таблица 2.22.

2.3.5 [2.3.5] Начальные натяжения оттяжек

Начальные (предварительные) натяжения оттяжек должны рассматриваться как постоянно действующие силы в оттяжках при отсутствии воздействия метеорологических факторов, см. СН РК EN 1993-1-11.

Необходимо обеспечить регулировку начальных натяжений оттяжек. В противном

случае при проектировании необходимо предусмотреть надлежащие допуски для всего возможного диапазона начальных натяжений, см. СН РК EN 1993-1-11.

В соответствии с 2.3.5 СН РК EN 1993-1-11, предварительное натяжение оттяжек должно быть таким, чтобы после приложения всех постоянных воздействий конструкция приобретала требуемые геометрические очертания и требуемое распределение напряжений в них.

Должны быть заранее предусмотрены устройства для предварительного натяжения и его регулировки, а характеристические значения предварительного натяжения должны быть заданы такими, которые необходимы для достижения требуемого геометрического очертания, принятого в рассматриваемом предельном состоянии.

2.3.6 Временные нагрузки

2.3.6.1 [2.3.6(1)] Элементы, расположенные под углом до 30° к горизонтали, должны проектироваться таким образом, чтобы они выдерживали вес работника, который в этих целях может приниматься за сосредоточенную вертикальную нагрузку 1 кН.

2.3.6.2 Необходимо учитывать временные нагрузки на площадки и ограждения.

В Национальном приложении приняты следующие временные нагрузки:

- временная нагрузка на площадки – рекомендуемая величина $2,0 \text{ кН/м}^2$;
- горизонтальная нагрузка на перильные ограждения – $0,8 \text{ кН/м}$;
- для отдельных горизонтальных элементов площадок (при площади площадки более 15 м^2) в расчетах необходимо учитывать снеговую нагрузку [2.3.6(2)].

ПРИМЕЧАНИЕ Допускается, что эти нагрузки действуют при отсутствии других климатических нагрузок.

2.3.7 Другие воздействия

2.3.7.1 Случайные и ударные воздействия см. в СН РК EN 1991-1-7.

В зависимости от назначения, местоположения, условий эксплуатации опоры может возникнуть необходимость выполнения расчета на следующие воздействия: сейсмические, аварийные (взрывные, ударные), от пожара или как следствия локального отказа (одностороннее тяжение проводов вследствие обрыва или опускания антенн, разрыв каната оттяжек и т.п.).

Ниже приведены рекомендуемые в Приложении Е СН РК EN 1991-3-1 положения по расчету при разрыве оттяжки.

2.3.7.2 [Е.1] Разрыв оттяжки

2.3.7.2.1 Разрыв оттяжки представляет собой аварийное воздействие. Частные коэффициенты см. в 2.1.2.5.

Точный расчет динамического воздействия на мачты с оттяжками, вызванного внезапным разрывом оттяжки, весьма сложен, поскольку некоторые из различных факторов, влияющих на поведение мачты сразу после разрыва неясны: например, характер разрыва, гашение колебаний мачты и оттяжек, вибрация оттяжек и мачты и т.д. Соответственно,

можно принять упрощенную модель расчета, приведенную в 2.3.7.2.2. Консервативный метод (с запасом) приведен в 2.3.7.2.3.

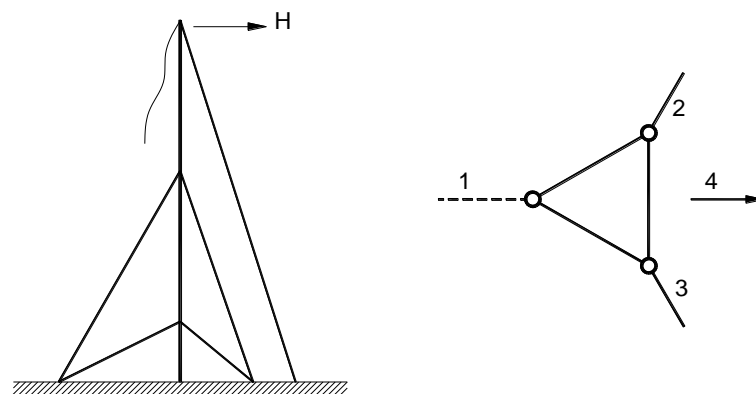
2.3.7.2.2 [Е.2] Упрощенная расчетная схема

При использовании упрощенной модели расчета мачты в связи с разрывом оттяжки допускается, что динамические воздействия эквивалентны статическим силам, действующим на мачту на уровне яруса крепления оттяжек, где, как предполагается, произошел разрыв.

При расчете статической эквивалентной силы $F_{h,dyn,Sd}$, описанной ниже, допускается, что:

- разрыв представляет собой простой разрез оттяжки;
- энергия упругой деформации оттяжки 1 (см. Рисунок 2.39) перед разрывом не учтена;
- не учтено гашение колебаний;
- не учтена ветровая нагрузка при расчете эквивалентной силы.

При указанном отклонении оттяжки 2 и 3 действуют на мачту с силой $F_{h,Sd}$. Это отношение показано на Рисунке 2.40 в виде кривой 1. Очевидно, что $F_{h,Sd}$ уменьшается при увеличении отклонения из-за ослабления натяжения оттяжек.



Разрез (вертикальный)

Сечение верхнего яруса

1 – оттяжка 1; 2 – оттяжка 2; 3 – оттяжка 3; 4 – отклонение

Рисунок 2.39 – Разрыв оттяжки

Помимо комплекта оттяжек рассматриваемого яруса, для мачтовой системы может быть также показано отношение внешней горизонтальной силы и отклонения центра. На Рисунке 2.40 это отношение показано с помощью кривой 2. В месте пересечения кривых 1 и 2 две силы одинаковы, т.е. в наличии статическое равновесие. Сила, действующая на соединение – $F_{h,stat,Sd}$.

В момент разрыва энергия сосредоточена в оттяжках 2 и 3. Когда мачта начинает отклоняться, эта энергия частично трансформируется в кинетическую.

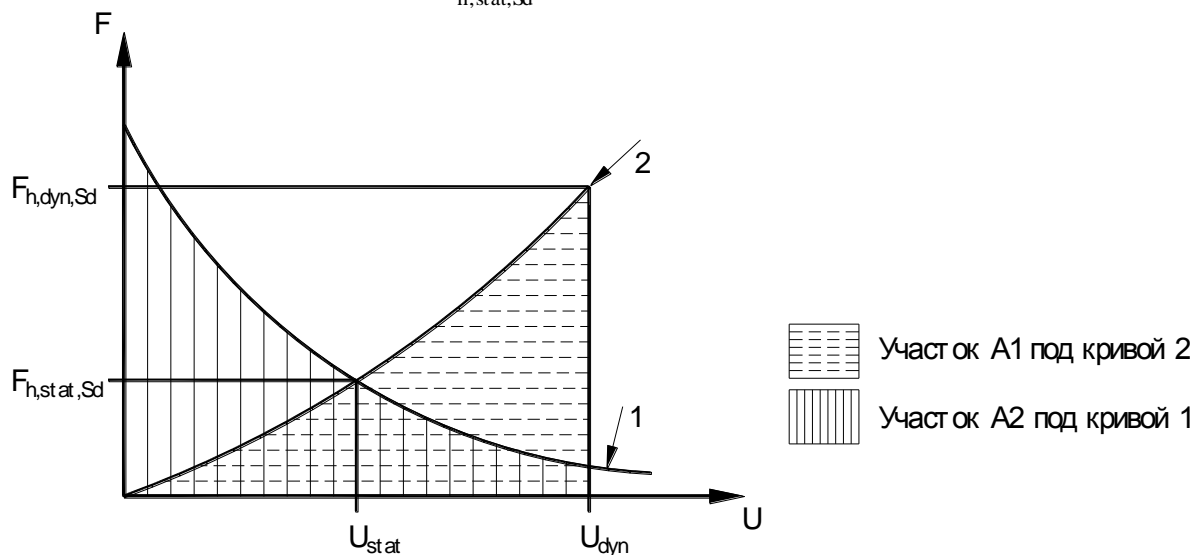
При максимальном отклонении кинетическая энергия равна нулю, поскольку энергия, потерянная оттяжками 2 и 3, передана мачте в виде энергии упругой деформации на ствол и оттяжки. Гашение колебаний не учтено.

Допускается, что энергия, потерянная оттяжками 2 и 3, равна участку A2 под кривой 1 на Рисунке 2.40.

Отклонение, в результате которого два участка A1 и A2 становятся равными, необходимо принять как динамическое отклонение u_{dyn} .

Динамическая сила $F_{h,dyn,Sd}$ соответствует этому динамическому отклонению. Коэффициент динамического воздействия Φ можно определить следующим образом:

$$\Phi = \frac{F_{h,dyn,Sd}}{F_{h,stat,Sd}} \quad (2.98)$$



1 – Кривая 1: Оттяжки 2 и 3;

2 – Кривая 2: Мачта за исключением оттяжек 1, 2 и 3

Рисунок 2.40 – График «сила-отклонение»

Вышеуказанный метод расчета мачты сразу после возможного разрыва оттяжки применяется в отношении мачт, раскрепленных в трех направлениях. В отношении мачт, раскрепленных в четырех (или более) направлениях, принимается аналогичный метод, основанный на тех же принципах.

По согласованию проектировщиков, заказчика и компетентных органов вышеуказанная динамическая сила, возникающая при разрыве, не должна комбинироваться с климатическими нагрузками.

2.3.7.2.3 [Е.3] Консервативный метод (расчет с запасом)

Динамические силы в стволе мачты и оттяжках, вызванные разрывом троса, могут быть рассчитаны с запасом, для этого используется следующий статический расчет.

Горизонтальная составляющая силы оттяжки, действующей в оттяжке перед разрывом, необходимо использовать как дополнительную силу, действующую на мачту без поврежденной оттяжки.

ПРИМЕЧАНИЕ При отсутствии других климатических нагрузок она соответствует начальному натяжению.

Результирующую силу оттяжки необходимо увеличить, используя коэффициент 1,3, если в мачте два яруса раскрепления, или в случае рассмотрения разрыва верхней оттяжки.

2.3.7.2.4 [Е.4] Анализ после разрыва оттяжки

В дополнение к методам, приведенным в 2.3.7.2.2 и 2.3.7.2.3, сразу после разрыва оттяжки мачта должна выдерживать ветровые нагрузки в течении короткого периода времени, пока не будет установлена временная оттяжка.

Если не приведены какие-либо другие требования, мачта без разрушенной оттяжки должна выдерживать сниженную ветровую нагрузку, действующую, как статическая нагрузка, и без патч-нагрузки ветра. Сниженная ветровая нагрузка принимается равной 50 % характеристической средней ветровой нагрузки, действующей при наиболее неблагоприятном направлении ветра.

2.3.7.3 Воздействия при изготовлении и производстве строительных работ должны рассматриваться с учетом конструктивной схемы. Надлежащие комбинации воздействий и коэффициенты уменьшения см. в СН РК EN 1991-1-6.

ПРИМЕЧАНИЕ Может быть рассмотрено ограниченное время для переходных проектных условий.

2.3.7.4 Необходимо произвести оценку осадки фундамента, где таковая считается необходимой. Может потребоваться особое рассмотрение решетчатых башен на свайных основаниях, а также неравномерной осадки фундаментов мачты и оттяжек.

2.3.7.5 Воздействие в результате крепления и анкеровки оборудования для оценки безопасности можно определить в соответствии с EN 795. Если предлагаемый безопасный метод работы требует применения системы рабочего позиционирования или мобильных систем защиты от падения с высоты, точки их крепления должны быть надлежащими, см. EN 365.

В каждом проекте индивидуально необходимо учитывать нагрузки, возникающие при монтаже и ремонте оборудования.

2.3.8 [2.3.8] Распределение воздействий

Необходимо учитывать нагрузки по длине элемента, включая ветровые, или собственный вес конструкции, включая постоянные нагрузки на другие закрепленные к нему элементы.

2.4 [2.4] Проверка критических предельных состояний

2.4.1 Расчетные значения воздействий и коэффициенты комбинаций воздействий необходимо принимать в соответствии с положениями СН РК EN 1990, учитывая преобладание воздействия ветра.

Частные коэффициенты воздействий, в зависимости от класса надежности, приведены в Таблице 2.2.

2.4.2 Частные коэффициенты воздействий от собственного веса и начального натяжения оттяжек должны соответствовать приведенным в Разделе 5 СН РК EN 1993-1-11.

Для постоянной расчетной ситуации во время эксплуатации постоянные воздействия от собственного веса G и предварительного натяжения P должны быть объединены в постоянное воздействие $G + P$, отвечающее постоянной внешней геометрии конструкции. Для проверки предельных состояний постоянные воздействия $G + P$ должны быть умножены на частные коэффициенты воздействий γ_G , приведенные в Таблице 2.2.

2.5 Проектирование в комплексе с испытаниями

2.5.1 Необходимо выполнять общие требования, определенные в СН РК EN 1990, а также особые требования, изложенные в Разделе 8 данного пособия.

2.5.2 Обстоятельства, при которых проектирование проводится в сочетании с испытаниями, приведены в 5.2 СН РК EN 1990.

В качестве дополнительных обстоятельств могут быть: формы сооружений, отличающиеся от приведенных в нормативной литературе, учет при надлежащем обосновании других неблагоприятных направлений ветрового потока или составляющих общего сопротивления тела по другим направлениям и т.п. [2.5].

2.6 Долговечность

2.6.1 Для обеспечения долговечности сооружений и их составных следует либо проектировать их с учетом воздействий окружающей среды и усталости, если она имеет место (см. Раздел 9), либо защищать их от этих воздействий соответствующей антикоррозионной защитой (см. Раздел 4).

2.6.2 Расчетный срок эксплуатации устанавливается технологической организацией или заказчиком. Рекомендуются следующие сроки эксплуатации:

- срок службы 50 лет – сооружения, имеющие особо важное значение, и сооружения, моральное старение которых весьма мало, а также сооружения, предназначенные для комплексного использования;
- срок службы 30 лет – наиболее распространенные виды сооружений, предназначенные для выполнения функциональных задач;
- срок службы 10 лет – временные и перевозные сооружения [2.6].

3 МАТЕРИАЛЫ. БАШНИ И МАЧТЫ

3.1 Конструкционная сталь

3.1.1 Общие положения

В соответствии с 3.2.1 СН РК EN 1993-1-1 при выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов, приведенные в данном разделе, следует принимать как характеристические.

Этот раздел пособия предназначен для проектирования конструкций, изготовленных из сталей, соответствующих маркам, приведенным в Таблице 3.1.

ПРИМЕЧАНИЕ При применении местных материалов, следует получать технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом.

Таблица 3.1 – Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления на растяжение f_u горячекатаной конструкционной стали

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
СТ РК EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
СТ РК EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
СТ РК EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
СТ РК EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
СТ РК EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Стандарт СТ РК EN 10025 определяет технические условия поставки к плоской и длинномерной продукции из горячекатаных конструкционных сталей за исключением конструкционных полых профилей и труб.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Стандарт EN 10210-1 устанавливает технические условия поставки к профилям полым конструкционным, изготовленным методом горячего формования, круглого, квадратного и прямоугольного сечений, и распространяется на профили полые, изготовленные методом горячего формования с последующей термообработкой или без нее, а также на профили полые, изготовленные методом холодного формования, прошедшие после изготовления термообработку для обеспечения металлургических свойств, равноценных свойствам изделий, изготовленных методом горячего формования.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Стандарт EN 10219-1 устанавливает технические условия поставки к профилям полым сварным конструкционным, изготовленным методом холодного формования, круглого, квадратного и прямоугольного сечений, и распространяется на профили полые, изготовленные методом холодного формования без последующей термообработки.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Обозначение сталей, приведенные в Таблице 3.1, состоит из:

- 1) символа S – обозначающего конструкционную сталь;
- 2) минимального заданного предела текучести в МПа (Н/мм²);
- 3) символа N – для обозначения стали в состоянии после нормализации прокаливанием или нормализующей прокатки;
- 4) символа M – для обозначения стали в состоянии после термомеханической обработки;
- 5) символа L – для обозначения качества стали с установленным значением ударной прочности при температуре не ниже –50°, при отсутствии символа L – при температуре не ниже –20°;
- 6) символа H – для обозначения замкнутого (полого) профиля;
- 7) символа W – для обозначения стойкости к атмосферной коррозии;
- 8) символа Q – для обозначения закаленной стали в состоянии после отпуска.

3.1.2 Свойства материалов

Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления f_u для конструкционной стали принимаются равными:

а) $f_y = R_{eh}$ и $f_u = R_m$ непосредственно по стандарту на прокат (по данным заводов-изготовителей либо поставщиков);

б) по Таблице 3.1 данного пособия [3.2.1 СН РК EN 1993-1-1].

3.1.3 Требования к пластичности

Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

– f_u/f_y – отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y ;

– относительное удлинение после разрыва образца длиной $5,65\sqrt{A_0}$ (где A_0 – начальная площадь поперечного сечения);

– предельная деформация ϵ_u , соответствующая временному сопротивлению f_u .

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении к СН РК EN 1993-1-1 приняты следующие предельные значения отношения f_u/f_y , относительного удлинения при разрыве и предельной деформации ε_u :

- $f_u/f_y > 1,10$;
- относительное удлинение после разрыва не менее 15 %;
- $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$, где ε_y – упругая деформация ($\varepsilon_y = f_y/E$).

Сталь, соответствующая одной из марок сталей, приведенных в Таблице 3.1, должна удовлетворять этим требованиям [3.2.2 СН РК EN 1993-1-1].

3.1.4 Хрупкое разрушение

Сталь должна иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах расчетного срока службы сооружения.

Если условия, приведенные в СН РК EN 1993-1-10, выполняются при самой низкой температуре, то проверка прочности элемента с учетом хрупкого разрушения не требуется.

Минимальное значение ударной вязкости для элементов, работающих на сжатие, рекомендуется принимать по Таблице 3.2, соответствующей Таблице 2.1 СН РК EN 1993-1-10, для $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t)$ [3.2.3 СН РК EN 1993-1-1].

Таблица 3.2 – Максимально допустимые значения толщины элемента t , мм.

Класс стали	Под- класс стали	Работа по Шарпи (KV)		Расчетная температура T _{Ed} , °C																							
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
		при T, °C	J _{min}	σ _{Ed} = 0,75 f _y (t)								σ _{Ed} = 0,50 f _y (t)								σ _{Ed} = 0,25 f _y (t)							
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60			
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75			
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100			
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55			
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70			
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95			
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110			
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145			
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45			
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60			
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80			
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95			
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130			
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85			

Таблица 3.2 – Максимально допустимые значения толщины элемента t , мм.
(продолжение)

	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100

ПРИМЕЧАНИЕ В Таблице 3.2 приведены гарантированные значения, полученные при испытаниях на ударный изгиб образцов по Шарпи (KV), изготовленных в направлении проката изделия.

В Таблице 3.2 приведены максимально допустимые значения толщины элемента для напряжений, выраженных как часть величины предела текучести, где $f_y(t)$ определяется по формуле: $f_y(t) = f_{y,nom} - 0,25 \frac{t}{t_0}$, Н/мм²,

где t – толщина листа, мм; $t_0 = 1$ мм,

или может быть принята равной R_{eh} - величине, установленной соответствующими стандартами на сталь.

Табличные значения приведены для семи расчетных температур: 10°C, 0°C, минус 10°C, минус 20°C, минус 30°C, минус 40°C и минус 50°C [3.2.3 СН РК EN 1993-1-1].

При выборе сталей для элементов с цинковым покрытием см. СТ РК ISO 1461.

3.1.5 Свойства стали в направлении толщины проката

Согласно 3.2.4 СН РК EN 1993-1-1, если по СН РК EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по EN 10164.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Указания по выбору свойств в направлении толщины проката приводятся в СН РК EN 1993-1-10.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Особое внимание следует уделять листам фланцевых соединений, работающих на растяжение в направлении толщины проката в стыках поясов.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если значения Z_{Ed} определены в соответствии с 3.2(2) СН РК EN 1993-1-10, то необходимый класс качества стали согласно EN 10164 следует определять по Таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Выбор класса качества согласно EN 10164

Заданное значение Z_{Ed} по СН РК EN 1993-1-10	Требуемое значение Z_{Rd} , выраженное через расчетные Z -величины по EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	–
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	$Z 15$
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	$Z 25$
$Z_{Ed} > 30$	$Z 35$

3.1.6 Допуски

Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей замкнутого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию, ЕТАG или ЕТА, если не установлены более жесткие допуски.

Допуски для сварных элементов приведены в СТ РК EN 1090-2.

При выполнении расчетов конструкций следует использовать номинальные значения размеров [3.2.5 СН РК EN 1993-1-1].

3.1.7 Расчетные значения физических характеристик материалов

3.1.7.1 Для конструкционных сталей, приведенных в пособии, в расчетах следует принимать следующие значения физических характеристик материалов:

- модуль упругости $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$;
- модуль сдвига $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$;
- коэффициент Пуассона в упругой стадии $\nu = 0,3$;
- коэффициент линейного термического расширения $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$ (при $T < 100^\circ\text{C}$) [3.2.6 СН РК EN 1993-1-1].

3.1.7.2 Требования к конструкционным сталям и их характеристики для холодноформованных элементов см. СН РК EN 1993-1-3.

3.2 Соединения

3.2.1 Болты, гайки и шайбы

3.2.1.1 Общие положения

Характеристики и требования к болтам, гайкам и шайбам, применяемым для башен и мачт, принимаются в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-8.

Болты, гайки и шайбы должны соответствовать требованиям, приведенным в ссылочных стандартах групп 4 и 7 (см. 1.2.4 и 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8).

Правила, приведенные в настоящем пособии, действительны для болтов классов прочности, приведенных в Таблице 3.4.

Значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} для болтов классов прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 приведены в Таблице 3.4. Эти

значения следует принимать в качестве характеристических значений при выполнении расчетов [3.1.1 СН РК EN 1993-1-8].

Таблица 3.4 – Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} болтов

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000

3.2.1.2 Болты с контролируемым (предварительным) натяжением

В качестве болтов с контролируемым натяжением могут использоваться только болты классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующие требованиям стандартов для высокопрочных болтов с контролируемым натяжением, включая требования при изготовлении конструкций [3.1.2 СН РК EN 1993-1-8].

3.2.1.3 Фундаментные болты

Для фундаментных болтов могут быть использованы следующие материалы:

- стали марок по ссылочным стандартам группы 1 (см. 1.2.1 СН РК EN 1993-1-8);
- стали марок по стандартам, указанным в 3.2.1.1;
- стали марок, применяемых для арматурных стержней повышенной прочности, соответствующие СТ РК EN 10080;

при условии, что номинальное значение предела текучести не превышает 640 Н/мм² при работе фундаментных болтов на срез и 900 Н/мм² – в остальных случаях [3.3 СН РК EN 1993-1-8].

3.2.2 Материалы для сварки

3.2.2.1 Общие положения

Положения, приведенные в настоящем разделе, распространяются на свариваемые конструкционные стали в соответствии с СН РК EN 1993-1-1 и материалы толщиной 4 мм и более. Положения также распространяются на соединения, для которых механические свойства металла шва совместимы со свойствами основного металла, см. 3.2.2.2.

Указания по сварным соединениям элементов меньшей толщины приведены в СН РК EN 1993-1-3. При сварке замкнутых профилей с толщиной стенки 2,5 мм и выше следует руководствоваться указаниями Раздела 7 СН РК EN 1993-1-8.

Сварные швы, подверженные усталостным нагрузкам, должны удовлетворять принципам, приведенным в СН РК EN 1993-1-9.

Как правило, если не оговорено другое, для сварных соединений требуется уровень качества С согласно ISO 5817. Частоту контроля сварных швов следует устанавливать в соответствии с СТ РК EN 1090-2 (см. 1.2.7 СН РК EN 1993-1-8.). Уровень качества сварных швов следует устанавливать по ISO 5817. Уровень качества сварных швов в конструкциях, подверженных усталостным нагрузкам, следует устанавливать по СН РК EN 1993-1-9.

Следует избегать расслоения стальных листов. Указания по предотвращению расслоения стальных листов приведены в СН РК EN 1993-1-10.

3.2.2.2 Материалы для сварных соединений

Все материалы для сварных соединений должны соответствовать требованиям, приведенным в ссылочных стандартах группы 5 (см. 1.2.5 СН РК EN 1993-1-8).

Значения предела текучести, временного сопротивления на растяжение, относительного удлинения при разрыве и минимального значения ударной вязкости металла шва по Шарпи для образца с V-образным надрезом должны быть эквивалентны или выше значений, установленных для основного металла.

ПРИМЕЧАНИЕ В общем случае предпочтительно использовать электроды, превосходящие по марке используемую сталь.

3.3 Оттяжки и приспособления

3.3.1 Общие положения

3.3.1.1 При применении канатов, указанных в Еврокоде, следует руководствоваться указаниями СН РК EN 1993-1-11.

ПРИМЕЧАНИЕ При применении канатов по местным нормам (ГОСТ, ТУ и т.п.) следует получать технические условия на их применение в организации, уполномоченной государственным органом.

Для оттяжек необходимо применять канаты с металлическим сердечником [D.1.1].

Характеристики и требования к тросам, кабелям, проволоке, и арматуре и другим материалам, применяемым для башен и мачт, принимаются в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-11 и должны удовлетворять соответствующим европейским техническим спецификациям [3.3].

В Таблице 3.5, соответствующей Таблице 1.1 СН РК EN 1993-1-11, приведены все группы элементов изготовленных из стали, работающих на растяжение, которые благодаря способу их соединения с конструкцией, дают возможность их регулировки и замены.

ПРИМЕЧАНИЕ Вследствие требований, предъявляемых к работающим на растяжение элементам, по их точной установке и замене, последние, как правило, представляют собой ранее изготовленные изделия, которые доставляются на строительную площадку в готовом виде и устанавливаются в конструкцию.

3.3.1.2 Согласно 1.1(4) СН РК EN 1993-1-11, типы концевых муфт, рассматриваемых в данной части, для изделий группы В включают:

- металлические и полиэфирные муфты, см. СТ РК EN 13411-4;
- муфты с цементной заливкой;
- металлические наконечники и металлические соединители;
- обжимные муфты и обжимные гильзы;
- зажимы для проволочных канатов с U-образным болтом, см. СТ РК EN 13411-5;
- клинья для закрепления пучков, сферические головки холодной формовки для проволок и гайки для стержней.

Таблица 3.5 – Группы элементов, работающих на растяжение

Группа	Главный растягиваемый элемент	Конструктивный элемент
А	Стержень (пруток)	Системы из растянутых стержней, предварительно напряженный стержень
В	Круглая проволока	Канат спирально-прядевый
	Круглая и Z-образная проволока	Канаты с полностью закрытой свивкой
	Круглая проволока и скрученная проволока	Канат из прядей
С	Круглая проволока	Прядь из параллельных проволок (PWS)
	Круглая проволока	Пучок параллельных проволок
	Прядь из семи проволок (предварительно напряженная)	Пучок из параллельных прядей

ПРИМЕЧАНИЕ Для оттяжек антенн, дымовых труб и мачт применяются изделия группы В, состоящие из проволок, которые закреплены в муфтах или имеют другие концевые крепления, и изготавливаются, главным образом, диаметром от 5 до 160 мм, см. СТ РК EN 12385-2. К этим изделиям относятся:

- спирально-прядевые канаты;
- канаты с полностью закрытой свивкой изготавливаются диаметром от 20 до 180 мм;
- конструкционные канаты из прядей.

Характеристики спирально-прядевых канатов, канатов из прядей и канатов с полностью закрытой свивки в Таблице 3.6.

3.3.2 Прочность марок сталей и проволоки

В соответствии с 3.1 СН РК EN 1993-1-11, характеристические значения f_y и f_u для конструкционной стали и $f_{0,2}$, или $f_{0,1}$ и f_u для проволоки принимают по соответствующим техническим спецификациям.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для стали – см. СН РК EN 1993-1-1 и СН РК EN 1993-1-4.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для проволоки – см. СТ РК EN 10264, Части 1 – 4.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для канатов – см. СТ РК EN 12385, Часть 4 и Часть 10.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для концевых муфт – см. СТ РК EN 13411-3.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для прядей – см. СТ РК EN 10138-3.

ПРИМЕЧАНИЕ 6 В Национальном Приложении установлены максимальные значения f_u из условий долговечности:

- для стальной проволоки:
- круглого сечения: номинальная прочность на растяжение – 1770 Н/мм²;
- Z-образного сечения: номинальная прочность на растяжение – 1570 Н/мм²;
- для нержавеющей стальной проволоки круглого сечения: номинальная прочность на растяжение – 1450 Н/мм² [3.1 СН РК EN 1993-1-11].

3.3.3 [3.2.2 СН РК EN 1993-1-11] Модуль упругости растянутых элементов группы В оттяжек

Модуль упругости для растянутых элементов группы В оттяжек определяется на основании результатов испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Модуль упругости зависит от уровня напряжений и от того, была ли оттяжка предварительно растянута и подвергнута циклическому нагружению и разгрузке.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Жесткость при натяжении оттяжки для растянутых элементов группы В определяется произведением модуля упругости на площадь поперечного сечения металлической части каната A_m .

Секущий модуль используется в качестве модуля упругости для структурного анализа расчетных ситуаций в течение всего срока службы. Собственное значение устанавливают с учетом типа оттяжки и ее диаметра и определяют по результатам достаточного количества циклов нагружения (не менее пяти) от F_{inf} и F_{sup} для того, чтобы обеспечить получение достоверных значений, где F_{inf} и F_{sup} – соответственно минимальные и максимальные силы, действующие на оттяжку в условиях конкретных постоянных и переменных воздействий.

Таблица 3.6– Изделия группы В

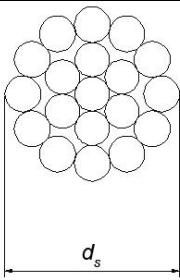
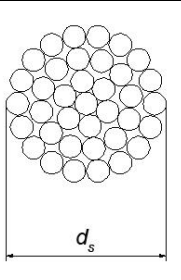
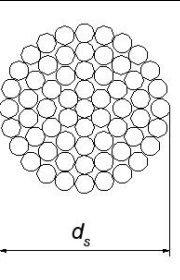
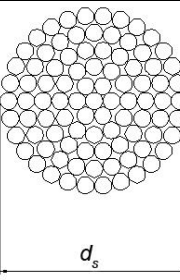
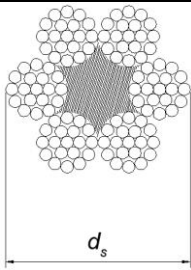
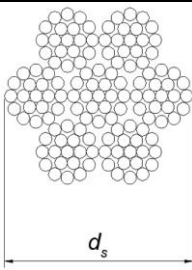
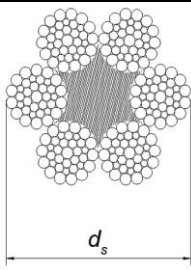
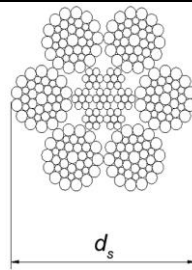
Канаты спирально-прядевые				
				
Конструктивная формула	1×19	1×37	1×61	1×91
Диаметр d_s , мм	3–14	6–36	20–40	30–52
Прядь	1	1	1	1
Количество проволок на прядь	19	37	61	91
Количество проволок во внешнем слое пряди	12	18	24	30
Номинальный коэффициент площади поперечного сечения металла C	0,6	0,59	0,58	0,58
Коэффициент влияния на разрыв K	0,525	0,52	0,51	0,51
Канаты из прядей				

Таблица 3.6– Изделия группы В (продолжение)

				
Конструктивная формула	16×19-CF	16×19-CWS	6×36WS-CF	6×36WS-CWR
Диаметр d_s , мм	6–40	6–40	6–40	6–40
Количество прядей	6	6	6	6
Количество проволок на прядь	18	18	36	36
Количество проволок во внешнем слое пряди	12	12	14	14
Номинальный коэффициент площади поперечного сечения металла С	0,357	0,414	0,393	0,455
Коэффициент влияния на разрыв К	0,307	0,332	0,329	0,355

Канаты с полностью закрытой свивкой			
			
Конструкция	Один слой Z-образной проволоки	Два слоя Z-образной проволоки	Более или равно трем слоям Z-образной проволоки
Диаметр d_s , мм	20–40	25–50	40–180
Допустимое отклонение для d_s	+5 %	+5 %	+5 %
Номинальный коэффициент площади поперечного сечения металла С	0,636	0,660	0,700
Коэффициент влияния на разрыв К	0,585	0,607	0,643
ПРИМЕЧАНИЕ Номинальный коэффициент площади поперечного сечения металлической проволоки и коэффициент влияния на разрыв принимаются в соответствии с СТ РК EN 12385-2.			

Для испытываемых образцов небольшой длины (длина образца менее $10 \times$ длину свивки) полученное значение ползучести будет менее, чем для оттяжки большой длины.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При отсутствии более точных значений данное влияние принимается во внимание для резки по длине путем применения дополнительного укорочения на 0,15 мм/м.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При отсутствии результатов испытаний номинальные значения модулей упругости для использования в первом приближении приведены в Таблице 3.7. Более подробно – см. СТ РК EN 10138.

Таблица 3.7 – Модуль упругости E_Q , соответствующий переменным нагрузкам Q

Высокопрочный растягиваемый элемент	E_Q , кН/мм ²	
	Стальная проволока	Нержавеющая стальная проволока
Канаты спиральные прядевые	150±10	130±10
Канаты с полностью закрытой свивкой	160±10	-
Канаты прядевые из проволоки CWR	100±10	90±10
Канаты прядевые из проволоки CF	80±10	—

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Номинальные значения модуля упругости E для канатов с полностью закрытой свивкой приведены в Таблице 3.7. Эти рассчитанные значения применяются при циклическом нагружении в диапазоне 30 % – 40 % от вычисленной прочности на разрыв F_{uk} .

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Канаты группы В без предварительного растяжения проявляют как упругие, так и остаточные постоянные деформации при статическом нагружении. Рекомендуется такие канаты подвергать предварительному растяжению перед или после их установки путем циклического нагружения до максимальной величины, равной $0,45\sigma_{uk}$. Для разрезки на мерные отрезки такие канаты предварительно растягивают с точностью, допускаемой устройствами для регулировки, в условиях стройплощадки.

3.3.4 Неметаллические оттяжки

Для оттяжек можно использовать другие материалы помимо стали при условии, что они имеют надлежащий модуль упругости и предприняты соответствующие меры для предотвращения высокочастотных вибраций.

ПРИМЕЧАНИЕ При выборе синтетических материалов с низким модулем упругости может потребоваться более высокое начальное натяжение для компенсации их более низкой жесткости, что может привести к возникновению высокочастотных вибраций. Концы таких канатов изолируются в целях предотвращения проникновения влаги, в противном случае возможен грозовой разряд. Возможно, потребуются более высокие частные коэффициенты для неметаллических оттяжек, чем для стальных.

Неметаллические оттяжки должны соответствовать надлежащим техническим спецификациям [D.1.2].

3.4 Другие изделия заводского изготовления

3.4.1 Виброгасители

3.4.1.1 Все изделия, используемые при проектировании конструкций, должны отвечать требованиям соответствующего стандарта на продукцию или ЕТАG, или ЕТА.

3.4.1.2 Виброгасители конструкции

Возможные колебания, которые могут возникать в башне или мачте под воздействием ветра, необходимо снижать с помощью гасителей колебаний.

ПРИМЕЧАНИЕ См. также Раздел 11 настоящего пособия.

3.4.1.3 [D.2.2.1] Виброгасители оттяжек

3.4.1.3.1 Общие положения

Для подавления возможных вибраций, возникающих в оттяжках под действием ветра, необходимо использовать один из следующих методов:

- а) На оттяжках устанавливаются виброгасители в любом случае, если начальное растяжение более 10 % расчетной прочности на разрыв оттяжки.
- б) Если оттяжки не оборудованы виброгасителями, необходимо производить проверку оттяжек в первые годы эксплуатации на предмет возникновения избыточной частоты и/или амплитуды вибраций. В противном случае необходимо установить виброгасители, как указано в подпункте а).

ПРИМЕЧАНИЕ См. данные о вибрации в 2.3.1.9.

3.4.1.3.2 [D.2.2.2] Гасители колебаний для снижения вихревого движения

Надлежащие гасители вибраций необходимо устанавливать во всех случаях, где предполагается или наблюдается возникновение неприемлемых колебаний, вызываемых вихревым движением. Частотный диапазон колебаний должен быть определен.

3.4.1.3.3 [D.2.2.3] Гасители колебаний для снижения галопирования (включая вибрации, вызванные воздействием дождя/ветра)

Можно обеспечить частичный контроль галопирования и вибраций, вызванных воздействием дождя/ветра, соединив точки максимальной амплитуды двух или более оттяжек канатами. При проектировании соединений оттяжек необходимо учитывать это воздействие в условиях сильного ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ Для обеспечения частичного контроля галопирования можно применять навешивание цепей, если они будут действовать в соответствующем частотном диапазоне.

3.4.2 [D.3] Изоляторы

Выбор изоляторов производится в зависимости от электрических и механических характеристик.

См. минимальный предел прочности в соответствующих технических условиях.

Арматура изоляторов оттяжек проектируется таким образом, чтобы даже в случае повреждения электрооборудования устойчивость мачты была обеспечена. Это можно достичь, например, применением надежных изоляторов или параллельным подключением изоляторов.

Устройства защиты от электрической дуги должны предотвращать возникновение дугового разряда на поверхности изолирующих материалов, прилегающих к стальной арматуре.

Если в основании мачты используются изоляторы, необходимо предусмотреть устройство поддомкрачивания для обеспечения возможности их замены.

Механическая нагрузка и разгрузка керамического изолирующего материала (при механических испытаниях и/или при монтаже) производится в соответствии с надлежащими техническими спецификациями.

ПРИМЕЧАНИЕ В случае отсутствия иных данных нагружение и разгрузка производятся со скоростью ок. 5 % предполагаемой нагрузки последовательно, с интервалом примерно 1 мин. таким образом, чтобы длительность процесса нагружения или разгрузки составляла не менее 20 минут.

4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ. БАШНИ И МАЧТЫ

4.1 [4.1] Учет коррозии

Необходимо обеспечить надлежащую антикоррозионную защиту в зависимости от расположения конструкции, срока ее эксплуатации и режима технического обслуживания.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Антикоррозионную защиту конструкций выполнять по требованиям соответствующих нормативных документов, действующих в РК на момент проектирования.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При разработке антикоррозионной защиты следует выполнять также требования:

- СТ РК ISO 1461 – коррозионная защита оцинкованием;
- СТ РК ISO 14713 – коррозионная защита напылением металла;
- СТ РК ISO 12944 – коррозионная защита с помощью окраски.

4.2 Долговечность оттяжек

4.2.1 Общие требования

Согласно 4.1 СН РК ЕН 1993-1-11 для растянутых элементов группы В с классами воздействий 4 и 5, в соответствии с Таблицей 4.1, система защиты от коррозии должна быть следующей:

- отдельные проволоки должны быть защищены от коррозии;
- внутренняя часть каната должна быть защищена от проникновения влаги;
- наружная поверхность каната должна иметь антикоррозионную защиту.

Таблица 4.1 – Классы, учитывающие неблагоприятные воздействия

Усталостное воздействие	Воздействие коррозии	
	Без внешнего воздействия	С внешним воздействием
Без существенного усталостного воздействия	Класс 1	Класс 2
Преимущественно осевое усталостное воздействие	Класс 3	Класс 4
Осевое и боковое усталостное воздействие (ветер и дождь)	—	Класс 5

В местах установки зажимов и креплений следует применять дополнительные меры по антикоррозионной защите для предотвращения проникновения влаги.

Транспортировку, складирование и обслуживание – см. Приложение В СН РК 1993-1-11.

4.2.2 Антикоррозионная защита отдельных проволок

Каждая стальная проволока в составе растянутых элементов группы В должна иметь покрытие составом на основе цинка или цинкового сплава.

В зависимости от условий окружающей среды канаты оттяжек изготавливаются из оцинкованных стальных проволок, на которые необходимо наносить еще один защитный слой (смазка или краска). Особое внимание следует обратить на обеспечение совместимости такого защитного слоя со смазочными материалами, применяемыми при производстве канатов.

В качестве альтернативного защитного средства для оцинкованных стальных канатов диаметром до 20 мм можно применять полипропиленовую пропитку. В этом случае дополнительной защиты не требуется, если при возведении и эксплуатации не повреждена оболочка. Необходимо при проектировании обратить внимание на концевые соединения в целях обеспечения надлежащей коррозионной защиты. Непропитанные канаты в оболочке не следует применять из-за риска несвоевременного выявления коррозии.

Полипропиленовое покрытие может быть повреждено молнией.

В растянутых элементах группы В покрытие на основе цинка или цинкового сплава для проволок круглого сечения должны быть выполнены в соответствии с СТ РК EN 10264-2, класс А. Для проволок фигурного сечения такое покрытие должно соответствовать требованиям СТ РК EN 10264-3, класс А.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обычно Z-образная в сечении проволока имеет более толстое гальваническое покрытие из расчета 300 г/м², учитывая возможность уменьшения толщины покрытия на острых углах.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Проволока, покрытие которой выполнено из сплава Zn95A15, имеет гораздо большую антикоррозионную защиту, чем проволока с гальваническим покрытием из цинка одной и той же толщины. Сплав Zn95A15 может использоваться для покрытия в сечении круглой и Z-образной проволоки в качестве основного по весу компонента [4.2 СН РК EN 1993-1-11].

4.2.3 Защита от коррозии внутренней части растянутых элементов группы В

Все внутриканатные пустоты должны быть заполнены активным или пассивным заполнителем, противостоящим воздействию влаги, высокой температуры или вибрации.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 К классу активных заполнителей относится полиуретановое масло с подстилающим слоем из краски с цинковой пылью.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В качестве пассивных внутренних заполнителей могут использоваться перманентный эластично-пластичный воск или углеводородный полимер с алюминиевым наполнителем.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Внутреннее заполнение, выполненное во время изготовления растягиваемых элементов, может выдавливаться при нагружении элемента, так что по истечении времени должны быть предусмотрены другие меры антикоррозионной защиты.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Внутреннее заполнение должно быть подобрано таким образом, чтобы избежать какой-либо несовместимости с другими средствами антикоррозионной защиты, применяемыми для данного каната [4.3 СН РК EN 1993-1-11].

4.2.4 Антикоррозионная защита наружной части растянутых элементов группы В

После завершения строительства применяются дополнительные меры по защите от коррозии с целью компенсации возможного повреждения противокоррозионной защиты и потери цинка.

ПРИМЕЧАНИЕ Такой защитой может быть полиэтиленовая изоляция или богатая цинком краска. Минимальная толщина полиэтилена должна быть равна наружному диаметру каната, деленному на 15, но не менее 3 мм.

Система защиты на основе окраски должна, как минимум, включать в себя:

- два грунтовочных слоя полиуретана толщиной 50 мкм с цинковой пылью;
- два завершающих слоя полиуретана толщиной 125 мкм с железосодержащей слюдой.

Канаты из нержавеющей стальной проволоки и концевые муфты из нержавеющей стали без дополнительной защиты от коррозии должны удовлетворять соответствующему классу коррозионной стойкости.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В переходный период классы коррозионной стойкости для нержавеющей стали устанавливать в проекте индивидуально.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Проволока, имеющая покрытие из сплава Zn95A15, обеспечивает в идентичных условиях в 3 раза лучшую сопротивляемость коррозии, чем покрытие с большим содержанием одного лишь цинка [4.4 СН РК EN 1993-1-11].

4.2.5 Защита от коррозии в местах соединений оттяжек с конструкциями

Должны быть предприняты меры предосторожности для того, чтобы предотвратить попадание дождевой воды, сбегаящей по канату, в зажимы, седла и места анкеровки.

Места креплений канатов к конструкции должны быть загерметизированы [4.6 СН РК EN 1993-1-11].

5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ. БАШНИ И МАЧТЫ

5.1 [5.1] Моделирование с целью определения результатов воздействий

Внутренние силы и моменты необходимо определять, используя упругий общий расчет.

Общий упругий расчет см. в Разделе 5 СН РК EN 1993-1-1.

В расчете можно использовать характеристики сечений брутто.

Необходимо учитывать характеристики деформации оснований при проектировании конструкции.

Если деформация оказывает существенное воздействие (например, в башнях с большой нагрузкой в верхней части), следует применять теорию второго порядка, см. Раздел 5 СН РК EN 1993-1-1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 На начальной стадии решетчатые опоры можно рассчитывать, используя исходные геометрические данные (теория первого порядка).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчет мачт и дымовых труб с оттяжками производится с учетом воздействия деформаций в условиях равновесия (теория второго порядка).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 См. общую устойчивость симметричных мачт в 2.3.1.6.9.

Общий расчет мачт и дымовых труб с оттяжками производится с учетом нелинейных характеристик оттяжек, см. СН РК EN 1993-1-11.

5.2 [5.2] Моделирование соединений

5.2.1 [5.2.1] Основы

В общем и локальном расчетах конструкции необходимо учитывать характеристики соединений.

ПРИМЕЧАНИЕ Порядок расчета соединений приведен в СН РК EN 1993-1-8.

5.2.2 [5.2.2] Полностью триангулированные конструкции (фермы с треугольной решеткой)

В конструкциях с треугольной решеткой допускается, что в соединениях элементов не создаются моменты. В общем расчете принимается, что элементы соединены шарнирно.

Соединения должны соответствовать требованиям к номинально болтовым (шарнирным) соединениям:

- как указано в 5.2.2.2 СН РК EN 1993-1-8 или
- как указано в 5.2.3.2 СН РК EN 1993-1-8.

5.2.3 [5.2.3] Нетриангулированные конструкции (неразрезные рамы)

Расчет упругих деформаций должен основываться на допущении полной неразрезности, жестких соединений, соответствующих требованиям 5.2.2.3 СН РК EN 1993-1-8.

5.2.4 Триангулированные конструкции с учетом неразрезности (неразрезные или полунеразрезные фермы)

Расчет упругих деформаций должен основываться на точно предсказуемых расчет-

ных характеристиках «момент – поворот» или «сила – смещение» для используемых соединений.

Основные связи жесткости, сходящиеся в одном узле, следует центрировать на ось опорной стойки в точке пересечения их осей. При наличии эксцентриситетов в узлах элементы следует рассчитывать с учетом дополнительных изгибающих моментов.

В местах примыкания основных связей жесткости к фланцам допускается их расцентровка, но не более чем на треть размера поперечного сечения пояса. При расцентровке на больший размер элементы должны рассчитываться с учетом узловых моментов [5.2.4].

6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. БАШНИ И МАЧТЫ

6.1 [6.1] Общие положения

Для определения расчетных значений несущей способности (сопротивления) применяются следующие частные коэффициенты γ_M :

- сопротивление элемента текучести (прочность сечения): γ_{M0}
- сопротивление элемента устойчивости: γ_{M1}
- сопротивление сечения нетто у болтовых отверстий (сопротивление разрушению при растяжении): γ_{M2}
- сопротивление соединений: см. Раздел 6.4
- сопротивление оттяжек и их креплений: γ_{Mg} , см. СН РК EN 1993-1-11
- сопротивление изоляционных материалов: γ_{Mi}

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При применении материалов, параметры которых определены в соответствии с требованиями Еврокода, следует применять рекомендуемые в Национальном Приложении значения частных коэффициентов безопасности:

$$\gamma_{M0} = 1,00; \gamma_{M1} = 1,00; \gamma_{M2} = 1,25; \gamma_{Mg} = 2,00; \gamma_{Mi} = 2,50.$$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При применении местных материалов, следует получать технические условия на применение этих материалов и назначение к ним частных коэффициентов безопасности γ_M в организации, уполномоченной государственным органом.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Коэффициент γ_{Mg} применяется при расчете оттяжек и соединительной муфты (или иного крепления). Соответствующие стальные штыри, соединения и плиты проектируются с учетом совместимости с оттяжкой и муфтой, поэтому может потребоваться увеличенное значение γ_{Mg} . См. подробные данные в СН РК EN 1993-1-11.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для конструкций или элементов, подлежащих типовым испытаниям, или аналогичных конфигураций, которые прошли предварительные испытания, коэффициент γ_M можно уменьшить в зависимости от результатов программы испытаний.

6.2 [6.2] Несущая способность сечений

6.2.1 [6.2.1] Классификация сечений

6.2.1.1 Расчетные значения несущей способности элементов зависят от класса его поперечного сечения. Роль классификации поперечных сечений состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность и способность к повороту попе-

речных сечений ограничиваются потерей местной устойчивости. Для башен и мачт применяется классификация сечений, приведенная в 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1.

6.2.1.2 Согласно этого пункта, различают четыре класса поперечных сечений:

- поперечные сечения класса 1 – те, в которых может образоваться пластический шарнир со способностью к повороту, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;

- поперечные сечения класса 2 – те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена способность к повороту вследствие потери местной устойчивости;

- поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

- поперечные сечения класса 4 – те, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

6.2.1.3 В поперечных сечениях класса 4 для определения необходимых допусков при снижении несущей способности от действия местной потери устойчивости может быть использована эффективная ширина, см. 4.4 СН РК EN 1993-1-5.

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 воздействий.

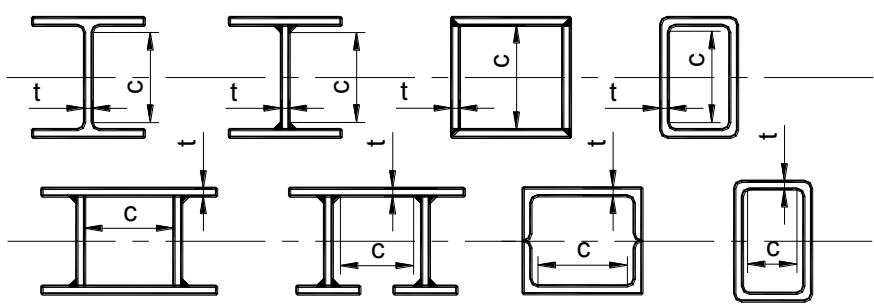
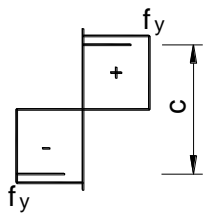
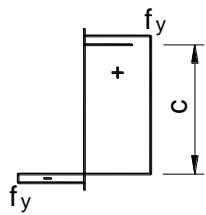
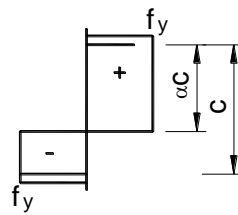
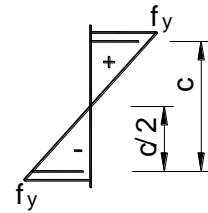
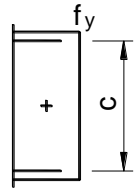
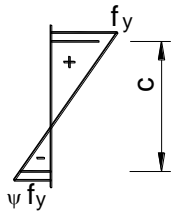
Различные сжатые части в поперечном сечении (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам. Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена с учетом классификации как полки, так и стенки.

Предельные отношения s/t для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 6.1. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальное соотношение «ширина-толщина» s/t для уголков, указанное в Таблице 6.1, может быть определено соотношением $(h - 2t)/t$ вместо h/t .

6.2.1.4 Проверка прочности в упругой стадии производится для всех классов поперечных сечений при условии использования характеристик эффективных поперечных сечений, установленных для сечений класса 4.

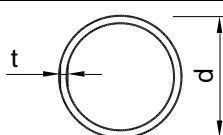
**Таблица 6.1 – Максимальные отношения ширины к толщине
для сжатых частей сечения**

Сжатые внутренние части						
				Ось изгиба		
				Ось изгиба		
Класс	Часть, подвергнутая изгибу		Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$	При $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1$ *: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда или сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$, или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$.						

**Таблица 6.1 – Максимальные отношения ширины к толщине
для сжатых частей сечения (продолжение)**

Свесы полок						
Прокатные профили			Сварные профили			
Класс	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ k_σ см. СН РК EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Угловые профили						
Дополнительно см. «Свесы полок» (см. выше)					Не применяется при непрерывном контакте уголков с другими деталями	
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию					
Распределение напряжений во всем сечении (сжатие положительно)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ и $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					

**Таблица 6.1 – Максимальные отношения ширины к толщине
для сжатых частей сечения (окончание)**

Трубчатое сечение						
						
Класс	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ Для $d/t > 90\varepsilon^2$ см. СН РК EN 1993-1-6					
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

6.2.2 [6.2.2] Элементы решетчатых опор и мачт

6.2.2.1 Специальные условия в отношении уголков, прикрепляемых одной полкой, для соединения на болтах приведены в 6.2.2.2, а для соединения на сварке – в 6.2.2.3 (в соответствии с 3.10.3 и 4.13 СН РК EN 1993-1-8).

6.2.2.2 Для уголков, прикрепляемых одной полкой на болтах, при определении расчетных несущих способностей соединений необходимо учитывать наличие эксцентриситета в соединениях, а также влияние отверстий и расстояния до края элементов.

В соответствии с 3.10.3(2) СН РК EN 1993-1-8 растянутые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой одним рядом болтов, см. Рисунок 6.1, можно рассматривать как нагруженные без эксцентриситета по эффективному сечению нетто, для которого несущую способность следует определять следующим образом:

– при креплении одним болтом

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

– при креплении двумя болтами

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

– при креплении тремя и более болтами

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

где β_2 и β_3 – понижающие коэффициенты, зависящие от величины шага r_1 , см. Таблицу 6.2. При промежуточных значениях r_1 коэффициенты β могут быть получены линейной интерполяцией;

A_{net} – площадь уголка нетто. При креплении неравнополочного уголка меньшей

полкой значение A_{net} следует принимать равным площади эквивалентного равнополочного уголка с полкой, равной меньшей полке неравнополочного уголка.

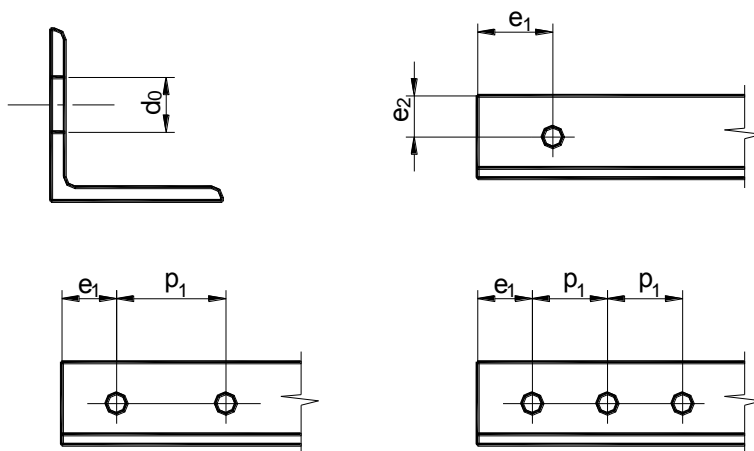


Рисунок 6.1 — Одиночные уголки, прикрепляемые одной полкой

Таблица 6.2 – Понижающие коэффициенты β_2 и β_3

Шаг p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
β_2 , при двух болтах	0,4	0,7
β_3 , при трех и более болтах	0,5	0,7

6.2.2.3 При креплении уголков одной полкой влияние эксцентриситета приложения усилия на уголок в сварном соединении внахлестку учитывается путем использования в расчетах эффективной площади поперечного сечения, рассматривая его центрально нагруженным.

Для равнополочных уголков и неравнополочных, прикрепленных широкой полкой, эффективная площадь сечения может быть принята равной площади сечения брутто.

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. Однако, при определении несущей способности по устойчивости сжатого элемента, см. СН РК EN 1993-1-1, следует использовать фактическую площадь поперечного сечения брутто.

6.2.2.4 Расчет на устойчивость сжатых элементов пространственных конструкций из одиночных уголков с учетом эксцентричного приложения продольных сил приведен в 6.3.2.7.

6.2.3 [6.2.3] Оттяжки и приспособления

6.2.3.1 Согласно 2.2 СН РК EN 1993-1-11, при проектировании предварительно напряженных растянутых элементов должны быть рассмотрены следующие предельные состояния:

- ULS (критическое предельное состояние) – прикладываемые осевые нагрузки не должны превышать расчетного значения несущей способности при растяжении;
- SLS (предельное состояние по эксплуатационной пригодности) – уровни напряжений и деформаций в элементе не должны превышать предельных значений.

ПРИМЕЧАНИЕ В целях обеспечения требуемой долговечности, проверка на эксплуатационную пригодность может иметь более высокий приоритет над проверками по ULS.

6.2.3.2 Критические предельные состояния оттяжек

Прочность оттяжек рассчитывается согласно 6.2 СН РК EN 1993-1-11.

При проверке критического предельного состояния предварительно напряженных элементов группы В, к которым относятся оттяжки, должно выполняться условие

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1, \quad (6.4)$$

где F_{Ed} – расчетное значение осевого усилия, действующего на канат;

F_{Rd} – расчетное сопротивление растяжению.

Расчетное сопротивление растяжению F_{Rd} должно быть принято:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}, \quad (6.5)$$

где F_{uk} – характеристическое значение сопротивления разрыву;

F_k – характеристическое значение допустимой прочности растянутого элемента, принимаемое как $F_{0,2k}$ по СТ РК EN 10264 для элементов группы В;

γ_R – частный коэффициент безопасности.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 F_{uk} соответствует характеристическому значению предельной прочности на растяжение.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Проверка F_k гарантирует, что этот элемент останется гибким, когда воздействия достигнут их расчетного значения. Для элементов (например, канаты с полностью закрытой свивкой), где $F_k \geq \frac{F_{uk}}{1,50}$, эта проверка не требуется.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 По результатам испытаний при поставке указывается, что экспериментальные показатели F_{uke} и F_{ke} удовлетворяют требованию (см. СТ РК EN 12385, часть 1):

– $F_{uke} > F_{uk}$; $F_{ke} > F_k$.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Частный коэффициент безопасности γ_R принимается по Таблице 6.3, в соответствии с Национальным приложением к СН РК EN 1993-1-11. Его значение зависит от того, применяются или не применяются мероприятия к наконечникам канатов, чтобы уменьшить изгибающие моменты от кручения каната, см. 6.2.3.3.

Для растянутых элементов группы В значение F_{uk} определяется следующим образом:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e, \quad (6.6)$$

где k_e – коэффициент потерь, приведенный в Таблице 6.4 для некоторых типов концевых зажимов (муфт);

F_{min} – минимальное усилие разрыва, которое определяется в соответствии с СТ РК EN 12385-2 по формуле:

$$F_{\min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000}, \text{ кН}, \quad (6.7)$$

здесь K – минимальный коэффициент влияния на разрыв, принимая во внимание потери от свивки;

d – номинальный диаметр каната, мм;

R_r – марка каната, Н/мм².

ПРИМЕЧАНИЕ Значения K , d и R_r для всех канатов указаны в СТ РК EN 12385-2. См. также 3.3.1.

Таблица 6.3 – Рекомендуемые значения γ_R

Меры для уменьшения изгибающего момента в местах закрепления	γ_R
Да	0,90
Нет	1,00

Таблица 6.4 – Коэффициент потерь k_e

Тип зажима	Коэффициент потерь k_e
Канатный замок, уплотненный металлом	1,0
Канатный замок, уплотненный полимером/смолой	1,0
Петля с обжимной муфтой	0,9
Штампованный замок	0,9
U –образный болт-хомут	0,8*
* Для U-образного болта-хомута возможно уменьшение предварительного натяжения	

6.2.3.3 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности оттяжек

Согласно Раздела 7 СН РК EN 1993-1-11, учитываются следующие критерии пригодности к нормальной эксплуатации:

- деформации или вибрации;
- упругие условия режима работы.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Ограничения по деформациям или вибрациям связаны с необходимостью нормирования жесткости конструктивной системы, размеров и предварительного натяжения высокопрочных растянутых элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Ограничения по сохранению упругой работы и долговечности связаны с максимальными и минимальными значениями усилий (напряжений) для комбинаций воздействий, существенных для пригодности к нормальной эксплуатации.

Напряжения изгиба в зоне крепления могут быть уменьшены соответствующими мерами (например, неопределенными подкладками для поперечной нагрузки).

6.2.3.4 Предельные напряжения при проверке эксплуатационной пригодности

Предельное напряжение может быть указано для расчетных комбинаций нагрузок в следующих целях:

- удержания напряжений в пределах упругих деформаций для соответствующих

расчетных ситуаций конструкций на стадии строительства и во время эксплуатации;

– ограничения деформаций с тем, чтобы предотвратить возможное отрицательное воздействие на мероприятия по защите от коррозии, т. е. растрескивание оболочек, отверждение заполнителей, раскрытие стыков и т. д., а также, чтобы учесть неточности в расчетах на усталость;

– проверок на ULS (предельных состояний по безопасности) от линейных и нелинейных реакций конструкции на воздействия.

Предельные напряжения зависят от прочности на разрыв:

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m}, \quad (6.8)$$

где A_m – площадь поперечного сечения металлических элементов, см. 2.3.4.2.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Согласно Национальному Приложению к СН РК EN 1993-1-11, приняты рекомендуемые значения предельных напряжений для стадии строительства f_{const} , приведенные в Таблице 6.5, и предельных напряжений для условий эксплуатации f_{SLS} , приведенные в Таблице 6.6.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Предельные напряжения для стадии строительства f_{const} определяют по формуле:

$$f_{const} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \cdot \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \cdot \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}, \quad (6.9)$$

при $\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,10 = 1,10$ – для кратковременных состояний;

$\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,20 = 1,20$ – для длительных состояний.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Предельные напряжения для условий эксплуатации f_{SLS} определяют по формуле:

$$f_{SLS} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \cdot \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \cdot \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}, \quad (6.10)$$

при $\gamma_R \gamma_F = 0,9 \cdot 1,48 = 1,33$ – с учетом напряжений от изгиба;

$\gamma_R \gamma_F = 1,0 \cdot 1,48 = 1,48$ – без учета напряжений от изгиба,

где $\gamma_F \approx \gamma_Q = 1,50 \approx 1,48$.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Предельные напряжения $f_{SLS} = 0,45\sigma_{uk}$ используют для испытаний (см. Приложение А к СН РК EN 1993-1-11).

Таблица 6.5 – Предельные напряжения для стадии строительства f_{const}

Стадия монтажа	f_{const}
При установке первых растянутых элементов только в течение нескольких часов	$0,6\sigma_{uk}$
После установки других растянутых элементов	$0,55\sigma_{uk}$

Таблица 6.6 – Предельные напряжения для условий эксплуатации f_{SLS}

Условия нагружения	f_{SLS}
Расчет усталости, включающий напряжения от изгиба*	$0,5\sigma_{uk}$
Расчет усталости без учета напряжений от изгиба	$0,45\sigma_{uk}$
*Напряжения изгиба могут быть уменьшены посредством локальных мер, см. 6.2.3.3	

6.3 [6.3] Несущая способность элементов

6.3.1 Несущая способность элементов по прочности

6.3.1.1 Центральнo-растянутые элементы

В соответствии с 6.2.3 СН РК EN 1993-1-1 расчетное значение растягивающей силы N_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.12)$$

б) расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.13)$$

Согласно 6.2.2.1 СН РК EN 1993-1-1, площадь поперечных сечений брутто A 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.

Согласно 6.2.2.2 СН РК EN 1993-1-1, площадь поперечного сечения нетто A_{net} следует принимать равной площади брутто за вычетом площадей поперечных сечений всех отверстий и других ослаблений.

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 6.2).

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальная сумма предопределяет положение критической линии разрушения.

При шахматном расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна быть не менее:

а) вычитаемой площади отверстий, вычисленной по указаниям выше;

$$b) \quad t \cdot \left(n \cdot d_0 - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right), \quad (6.14)$$

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, Рисунок 6.2;

d_0 – диаметр отверстия.

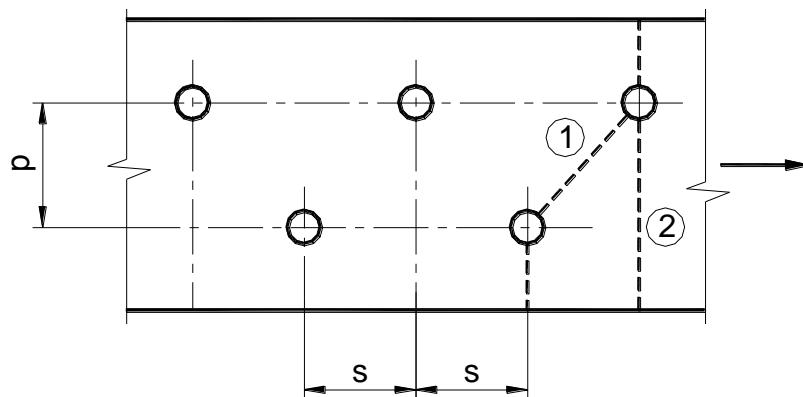


Рисунок 6.2 – Отверстия, расположенные в шахматном порядке, и линии критического разрушения 1 и 2

В уголках или других элементах с отверстиями, расположенными более чем в одной плоскости, расстояние p следует измерять между осями отверстий вдоль линии в срединной поверхности элемента (Рисунок 6.3).

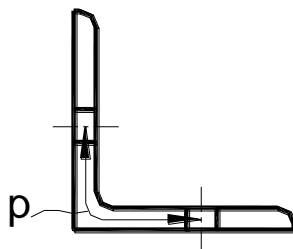


Рисунок 6.3 – Уголки с отверстиями в обеих полках

В соответствии с 6.2.3(4) СН РК EN 1993-1-1 в соединениях категории С (см. 6.4.1.2.1), расчетное значение несущей способности при растяжении $N_{t,Rd}$ для поперечного сечения нетто при наличии отверстий для болтов следует принимать равным $N_{net,Rd}$, где

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

При креплении уголков одной полкой см. 6.2.2.2. Аналогичные требования справедливы также для других типов сечений, прикрепляемых одной полкой.

6.3.1.2 Центральные-сжатые элементы

В соответствии с 6.2.4 СН РК EN 1993-1-1 расчетное значение сжимающей силы N_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.16)$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии $N_{c,Rd}$ следует определять по формулам:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для поперечных сечений класса 1, 2 или 3} \quad (6.17)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для поперечных сечений класса 4} \quad (6.18)$$

Отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, определенных в СТ РК EN 1090-2, в сжатых элементах не учитываются, если в отверстия установлены болты.

6.3.2 Несущая способность сжатых элементов по устойчивости

6.3.2.1 Проектирование сжатых элементов решетчатых башен и мачт производится с использованием нижеприведенной методики для определения несущей способности по устойчивости при продольном изгибе.

В соответствии с 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1 сжатый элемент следует проверять на устойчивость следующим образом:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

где N_{Ed} – расчетное значение сжимающей силы;

$N_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости в решетчатой башне или мачте определяется следующим образом:

$$\text{для поперечных сечений классов 1, 2 и 3:} \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.20)$$

$$\text{для поперечных сечений класса 4:} \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.21)$$

где χ – понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости, определяемый по 6.3.2.2.

6.3.2.2 Кривые потери устойчивости

Согласно 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1 при центральном сжатии элементов значение χ в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0, \quad (6.22)$$

$$\text{где } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{– для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{– для поперечных сечений класса 4,}$$

где α – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

N_{cr} – критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

Коэффициент α , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по Таблице 6.7. Соответствующую кривую потери устойчивости при продольном изгибе следует определять по Таблице 6.8.

Таблица 6.7 – Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	a_0	a	b	c	d
Коэффициент α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Численные значения понижающего коэффициента χ для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ можно определить по графику на Рисунке 6.4.

При гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверять поперечное сечение только на прочность.

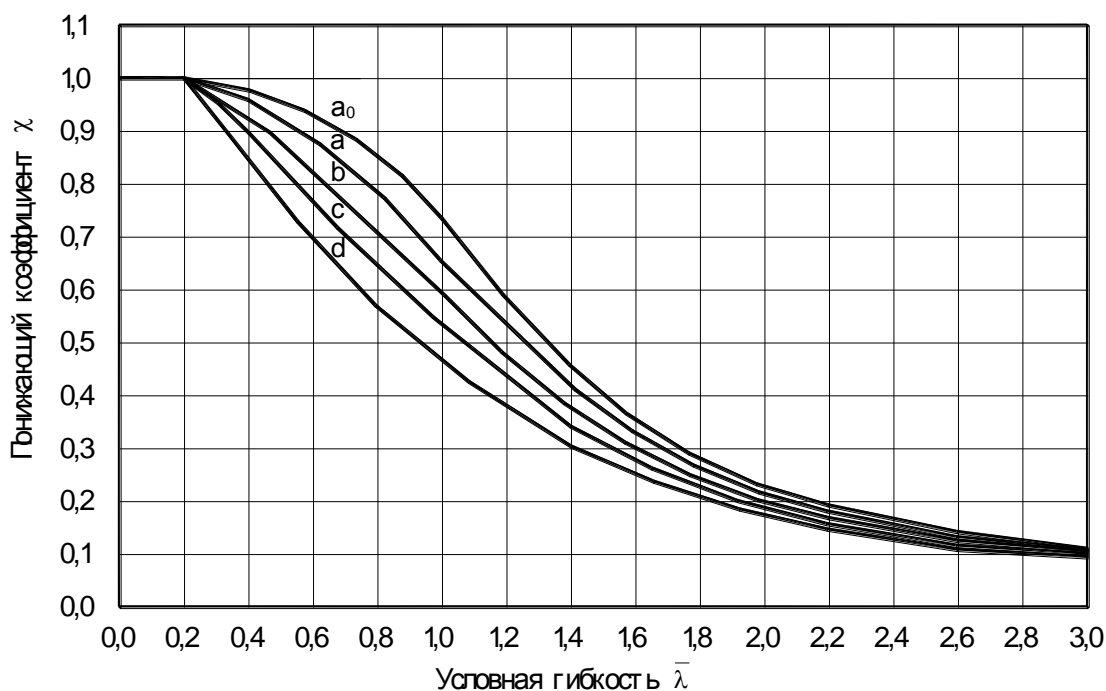


Рисунок 6.4 – Кривые потери устойчивости

Таблица 6.8 – Выбор кривой потери устойчивости

Поперечные сечения		Пределы		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Прокатные сечения		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 мм	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 мм < t_f ≤ 100 мм	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 мм	y – y z – z	b c	a a
			t_f > 100 мм	y – y z – z	d d	c c
Сварные двутавровые сечения		t_f ≤ 40 мм		y – y z – z	b c	b c
		t_f > 40 мм		y – y z – z	c d	c d
Замкнутые сечения		Горячедеформированные		Все	a	a_0
		Холоднодеформированные		Все	c	c
Сварные коробчатые сечения		В целом (в общем случае) (кроме перечисленных ниже)		Все	b	b
		С толщиной сварных швов: a > 0,5t_f b/t_f < 30 h/t_w < 30		Все	c	c
Швеллеры, тавры и сплошные сечения				Все	c	c
Уголки				Все	b	b

6.3.2.3 Гибкость при продольном изгибе

В соответствии с 6.3.1.3 СН РК EN 1993-1-1 условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{для поперечных сечений классов 1, 2 и 3} \quad (6.23)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{для поперечных сечений класса 4} \quad (6.24)$$

где L_{cr} – расчетная длина для рассматриваемого направления;

i – радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon, \quad \text{где } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad f_y \text{ в Н/мм}^2.$$

6.3.2.4 [G.1(2)] При постоянном осевом сжатии элементов с постоянным сечением решетчатых башен и мачт коэффициент уменьшения χ и коэффициент Φ для определения χ определяются с использованием эффективной гибкости $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$. Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ рассчитывается следующим образом:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} \quad (6.25)$$

где k – эффективный коэффициент гибкости, см. 6.3.2.6, и $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$;

λ_1 – определено в 6.3.2.3;

λ – гибкость при соответствующей форме потери устойчивости, см. 6.3.3.

ПРИМЕЧАНИЕ Эффективная гибкость учитывает условия опирания сжатого элемента.

6.3.2.5 Для отдельных элементов из уголкового профиля, оба конца которых закреплены нежестко (как минимум, двумя болтами, если это болтовое соединение), расчетное значение несущей способности по устойчивости при продольном изгибе, определенное в 6.3.2.1, необходимо уменьшить, применяя коэффициент уменьшения η .

Для сжатых элементов башен и мачт из одиночного уголкового профиля принимаются следующие коэффициенты уменьшения η :

– $\eta = 0,9$ – для элементов, прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя и более болтами, поставленными вдоль уголка, – для раскосов схемы II с совмещенными в смежных гранях узлами и распорок схем III и IA (см. Рисунок 6.7);

– $\eta = 0,9$ – для элементов, прикрепляемых одной полкой на одном конце – одним болтом, на другом конце – двумя и более болтами или сваркой;

– $\eta = 0,8$ – для элементов, прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя и более болтами, поставленными вдоль уголка, – для раскосов схемы III с совмещенными в смежных гранях узлами и для схем I и II с несовмещенными в смежных гранях узлами (см. Рисунок 6.7);

– $\eta = 0,75$ – для элементов, прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя и более болтами, поставленными вдоль уголка, – для схем I и IA с совмещенными в смежных гранях узлами (см. Рисунок 6.7);

– $\eta = 0,75$ – для элементов, прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом, а также прикрепляемые через фасонку для всех схем независимо от вида соединения;

– $\eta = 0,7$ – при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями – для схемы V (см. Рисунок 6.7) [G.1(3)].

6.3.2.6 [G.2] Эффективный коэффициент гибкости k

Для расчета надлежащей общей гибкости элемента можно определить эффективный коэффициент гибкости k в соответствии со схемой конструкции.

а) Опорные стойки (пояса башни)

Коэффициент k см. в Таблице 6.9.

б) Элементы связей жесткости (раскосы и распорки)

Коэффициент k надлежит определять с учетом схемы связей жесткости (см. Рисунок 6.7) и соединений связей жесткости с опорными стойками. При отсутствии более точных данных см. значения коэффициента k в Таблице 6.10.

в) Элементы горизонтальных связей жесткости

В случае горизонтальных элементов К-образных связей без диафрагм (см. 6.3.3.3.10), половина длины которых сжата, а другая растянута, при потере устойчивости поперечно раме эффективный коэффициент гибкости k , определенный по Таблице 6.10, необходимо умножить на коэффициент k_1 , приведенный в Таблице 6.11, зависящий от отношения растягивающей нагрузки N_t к сжимающей нагрузке N_c .

6.3.2.7 Расчет на устойчивость сжатых элементов пространственных конструкций из одиночных уголков

Расчет на устойчивость сжатых элементов пространственных конструкций из одиночных уголков следует выполнять, как правило, с учетом эксцентричного приложения продольных сил.

Допускается рассчитывать эти элементы как центрально-сжатые при условии умножения продольных сил на коэффициенты α_m и α_d , принимаемые не менее 1,0 и определяемые по следующей методике:

В пространственных болтовых конструкциях с совмещенными в смежных гранях узлами (симметричные связи жесткости) при центрировании в узлах элементов из одиночных уголков с равными полками по их рискам при однорядном расположении болтов в элементах решетки и прикреплении раскосов в узле с двух сторон полки пояса значения коэффициентов α_m и α_d определяются:

– для опорных стоек (поясов) с $\bar{\lambda} \leq 3,5$ (при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$) по формулам:

$$\begin{aligned} &\text{при } 0,55 \leq c/b \leq 0,66 \text{ и } N_{md}/N_m \leq 0,7 \\ &\alpha_m = 1 + \left[c/b - 0,55 + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \end{aligned} \quad (6.26)$$

$$\begin{aligned} &\text{при } 0,4 \leq c/b < 0,55 \text{ и } N_{md}/N_m \leq (2,33 c/b - 0,58) \\ &\alpha_m = 0,95 + 0,1c/b + \left[0,34 - 0,62c/b + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \end{aligned} \quad (6.27)$$

– для раскосов (с отношением расстояния по полке уголка раскоса от обушка до риски, на которой установлены болты, к ширине полки уголка раскоса, равном от 0,54 до 0,60), примыкающих к рассчитываемой панели пояса, по формулам:

при $0,55 \leq c / b \leq 0,66$ и $N_{md} / N_m \leq 0,7$

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36c / b + (1,8c / b - 0,86) N_{md} / N_m ; \quad (6.28)$$

при $0,4 \leq c / b < 0,55$ и $N_{md} / N_m \leq (2,33 c / b - 0,58)$

$$\alpha_d = 1 - 0,04c / b + (0,36 - 0,41c / b) N_{md} / N_m ; \quad (6.29)$$

Для пространственных болтовых конструкций с несовмещенными в смежных гранях узлами (несимметричные связи жесткости) в Формулах (6.20) и (6.22) следует принимать $0,45 \leq c / b \leq 0,55$.

В пространственных сварных конструкциях с треугольной решеткой из одиночных уголков с равными полками с прикреплением раскосов в узле только с внутренней стороны полки пояса при $N_{md} / N_m \leq 0,7$ значения коэффициентов α_m и α_d принимаются:

при центрировании в узлах стержней по центрам тяжести сечений $\alpha_m = \alpha_d = 1,0$;

при центрировании в узлах осей раскосов на обушок пояса:

$$\alpha_m = \alpha_d = 1 + 0,12 N_{md} / N_m.$$

Обозначения, принятые в Формулах (6.19) - (6.22) для определения α_m и α_d :

c – расстояние по полке уголка пояса от обушка до риски, на которой расположен центр узла;

b – ширина полки уголка пояса;

$$\bar{\lambda} - \text{условная гибкость пояса, равная } \bar{\lambda} = \frac{L}{i} \sqrt{\frac{f_y}{\gamma_M \cdot E}} ;$$

i – радиус инерции;

f_y – предел текучести;






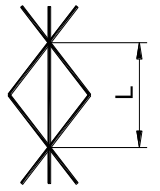
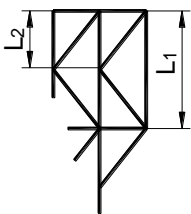
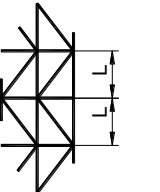
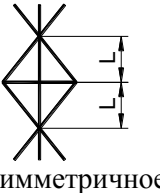
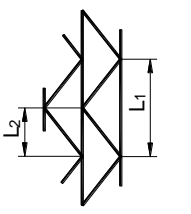
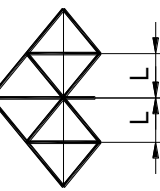
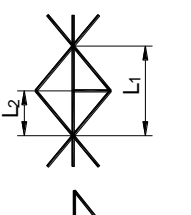
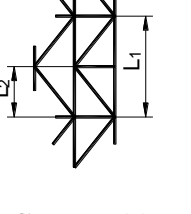
γ_M – частный коэффициент безопасности;

E – модуль упругости;

N_m – продольная сила в панели пояса;

N_{md} – сумма проекций на ось пояса усилий в раскосах, примыкающих к одной полке пояса, передаваемая на него в узле и определяемая при той же комбинации нагрузок, как для N_m ; при расчете пояса принимается большее из значений N_{md} , полученных для узлов по концам панели, а при расчете раскосов – для узла, к которому примыкает раскос.

Таблица 6.9 – Эффективный коэффициент гибкости k для опорных стоек

Симметричные связи жесткости			Несимметричные связи жесткости			
Сечение	 ⁽³⁾		Сечение	 ⁽³⁾		
Ось	v-v	y-y	Ось	v-v	y-y	y-y
 Случай (а) Основные связи жесткости на двух концах	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$	1,0 ⁽¹⁾	 Верхний конец развязан горизонтальными элементами	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ но $\geq 1,08$ и $\leq 1,2$ на $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ но $\geq 1,08$ и $\leq 1,2$ на L_1	1,0 на $L_1^{(1)}$
 Несимметричное  Симметричное Случай (б) Основные связи жесткости на одном конце и вспомогательные – на другом	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$	1,0 ⁽¹⁾	 Случай (г) Основные связи жесткости на двух концах			
 Случай (в) Вспомогательные связи на двух концах	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$	1,0	  Случай (д) Основные связи жесткости на двух концах	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$ на $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ но $\geq 0,9$ и $\leq 1,0$ на L_1	1,0 на $L_1^{(1)}$
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент уменьшения может быть подтвержден расчетом. ПРИМЕЧАНИЕ 2 Определяющее только при использовании неравнобоких уголков. ПРИМЕЧАНИЕ 3 Вышеприведенные значения применяются для уголков с 90°.						

**Таблица 6.10 – Эффективный коэффициент гибкости k
для элементов связей жесткости**

(а) Одно- и двухболтовые соединения углового профиля

Тип закрепления	Примеры	Ось	k
Шарнирное с обоих концов (т.е одноболтовое со- единение с обоих концов элемента)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Жесткое с одного конца (т. е одноболтовое со- единение с одного конца и двухболтовое или неразрезное с дру- гого конца элемента)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
Жесткое с обоих кон- цов (т.е двухболтовое со- единение с обоих концов, двухболтовое соединение с одного конца и неразрезное с другого конца, или неразрезное соедине- ние с обоих концов элемента)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Вышеуказанные детали приведены только в качестве примера и могут не отражать фактически применяемые проектные типы соединений.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Показаны детали для соединения к полкам углового профиля. Коэффициент k применяется в равной степени к соединениям к стойкам трубчатого или круглого сплошного сечения с помощью приваренных фасонок.</p>			

Таблица 6.10 – Эффективный коэффициент гибкости k
для элементов связей жесткости (окончание)
(б) Трубы и стержни

Стойки из труб или стержней	Тип	Ось	$k^{(3)(5)}$
		В плоскости	0,95 ⁽²⁾
	Труба, одноболтовое соединение	Из плоскости	0,95 ⁽²⁾
	 	В плоскости	0,85
	Труба, двухболтовое соединение Сварные трубы с концевой пластиной	Из плоскости	0,95 ⁽²⁾
	 	В плоскости	0,70
	Приваренные трубы ⁽¹⁾ и стержни с приваренными фасонками	Из плоскости	0,85
	 	В плоскости	0,70
	Непосредственно приваренные трубы и стержни	Из плоскости	0,70
		В плоскости	0,85
	Приваренные изогнутые стержни	Из плоскости	0,85

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Крепление на двух болтах с контролируемым натяжением может быть принято аналогичным и должны быть проверены расчетом.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Уменьшение только для строительной длины, но не менее расстояния между концевыми болтами.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если концы не одинаковые, используется среднее значение « k ».

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Вышеуказанные детали приведены только в качестве примера и могут не отражать фактически применяемые проектные типы соединений.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Вышеуказанные значения относятся к элементам связей с соединениями одного типа на каждом конце. Для элементов с промежуточными вспомогательными связями коэффициент « k » может увеличиться, и следует применять верхнее значение 1,0, если иное не будет обосновано в процессе испытаний.

Таблица 6.11 – Коэффициент модификации (k_1) для горизонтальных К-образных связей без диафрагмы

Соотношение $\frac{N_t}{N_c}$	Коэффициент модификации (k_1)
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
Значение 1,0 применяется, если соотношение N_t/N_c отрицательное, т.е. оба элемента сжатые.	

6.3.2.8 Характеристики эффективного сечения элементов необходимо рассчитывать согласно 4.3 СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент уменьшения ρ для уголка можно определить на основе гибкости $\bar{\lambda}_p$ с учетом надлежащей ширины \bar{b} сжатой полки следующим образом:

а) равнобокий уголок:
$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(h - 2 \cdot t)/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

б) неравнобокий уголок:

$$\bar{\lambda}_{p1} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(h - 2 \cdot t)/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad \text{и}$$

$$\bar{\lambda}_{p2} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(b - 2 \cdot t)/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В случае уголков, прикрепляемых одной полкой, коэффициент уменьшения ρ применяется только в отношении присоединенной полки.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Коэффициент k_σ см. в СН РК EN 1993-1-5. Для полки сжатого уголка принимать $k_\sigma = 0,43$.

6.3.2.9 Крутильная и/или крутильно-изгибная потеря устойчивости подлежат проверке следующим способом:

а) На крутильную потерю устойчивости равнобоких уголков распространяется проверка потери устойчивости пластинки, см. 6.3.2.8.

б) Данные о неравнобоких уголках и других сечениях см. в 6.3.1.4 СН РК EN 1993-1-1 и в СН РК EN 1993-1-3.

6.3.2.10 Данные о холодногнутых тонкостенных элементах см. в СН РК EN 1993-1-3.

6.3.3 Расчетная длина при продольном изгибе и гибкость элементов

6.3.3.1 [Н.1] Общие положения

В нижеприведенных подпунктах приведена информация по определению гибкости и длины при продольном изгибе элементов мачт и башен.

6.3.3.2 [Н.2] Опорные стойки (пояса)

6.3.3.2.1 [Н.2(1)] Гибкость опорных стоек не должна, как правило, превышать 120.

6.3.3.2.2 [Н.2(2)] Для одиночных уголков, профилей трубчатого или сплошного круглого сечения, используемых для изготовления стоек, подверженных осевому сжатию, с симметричными связями жесткости в двух перпендикулярных плоскостях или в плоскостях под углом 60° (в случае треугольных конструкций), необходимо определять гибкость на основе расчетной длины между узлами.

Если связи жесткости расположены ступенчато в двух перпендикулярных плоскостях или в плоскостях под углом 60° (в случае треугольных конструкций), расчетная длина принимается равной расстоянию между узлами. Гибкость в случае, приведенном в Таблице 6.9, следует определять по Формуле (6.30) или (6.31) в зависимости от условий. Гибкость принимается равной:

$$\text{– для уголков:} \quad \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} \quad (6.30)$$

$$\text{– для труб:} \quad \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \quad (6.31)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $\lambda = \frac{L_2}{i_{vv}}$ может быть принято с запасом при более точном расчете

с учетом реальных условий опирания концов.

6.3.3.2.3 [Н.2(4)] Составные элементы для стоек могут формироваться из двух уголков в виде крестообразного сечения или соединенными в тавр.

[Н.2(5)] Составные элементы, состоящие из двух уголков, соединенных в тавр, могут быть отделены небольшим интервалом и соединены с помощью прокладок и соединительных болтов. Их необходимо проверить на потерю устойчивости по обеим осям прямоугольной системы координат в соответствии с 6.4.4 СН РК EN 1993-1-1. Максимальное расстояние между соединительными болтами см. в Таблице 6.12, соответствующей Таблице 6.9 СН РК EN 1993-1-1.

В соответствии с 6.4.4(1) СН РК EN 1993-1-1, сжатые элементы составного сечения с соприкасающимися или близко расположенными ветвями, соединенные прокладками, см. Рисунок 6.5, или крестового сечения из уголков, соединенных двумя планками в двух перпендикулярных плоскостях, см. Рисунок 6.6, следует проверять на устойчивость как сплошные элементы, пренебрегая влиянием сдвиговой жесткости ($S_v = \infty$), при выполнении условий Таблицы 6.12.

Согласно 6.4.4(2) СН РК EN 1993-1-1, значение усилия сдвига, передаваемого прокладками, следует определять по 6.4.3.1(1) СН РК EN 1993-1-1.

В случае применения неравнополочных уголков, см. Рисунок 6.6, устойчивость относительно оси $y - y$ может быть проверена радиусом инерции сечения, равным:

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (6.32)$$

где i_0 – минимальный радиус инерции составного элемента.

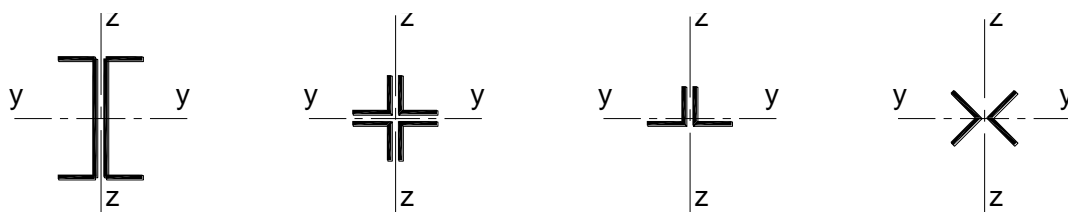


Рисунок 6.5 – Составные элементы

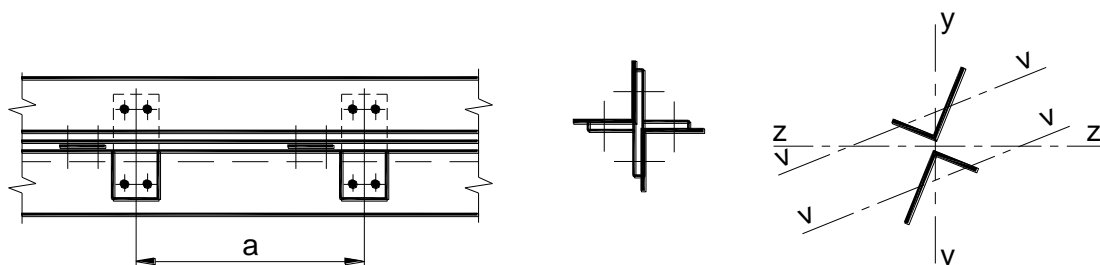


Рисунок 6.6 – Угловые элементы, соединенные по типу «звезда»

Таблица 6.12 – Максимальные расстояния между соединительными деталями в элементах составного сечения

Тип составного элемента	Максимальное расстояние между деталями*
Элементы, приведенные на Рисунке 6.5, соединенные на болтах или сварке	$15 i_{\min}$
Элементы, приведенные на Рисунке 6.6, соединенные двумя прокладками	$70 i_{\min}$
Где i_{\min} – минимальный радиус инерции одной ветви.	
* – Это расстояние между центрами соединительных деталей.	

[Н.2(6)] Соединительные болты не обеспечивают полную совместную работу в случаях, если зазор между уголками превышает $1,5t$, а характеристики необходимо рассчитывать с допущением, что зазор равен фактическому значению или $1,5t$, в зависимости от того, какая величина меньше, где t – толщина уголка. Если применяются соединительные планки в дополнение к соединительным болтам, необходимо принимать характеристики, соответствующие полному зазору.

[Н.2(7)] Соединительные планки должны предотвращать относительный сдвиг двух уголков. Если применяются болтовые соединения категорий А и В (см. 3.4 СН РК EN 1993-1-8), диаметр болтового отверстия должен быть уменьшен.

6.3.3.2.4 Расчет составных элементов из двух уголков, соединенных через прокладки, приваренные к ним, следует выполнять как сплошностенчатых элементов при условии, что наибольшие расстояния на участках между приваренными планками (в свету) не превышают:

- для сжатых элементов – $40 i$;
- для растянутых элементов – $80 i$,

где радиус инерции i уголка следует принимать для тавровых сечений относительно

оси, параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений – минимальный.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок.

ПРИМЕЧАНИЕ Условия для составных элементов опорных стоек, приведенные выше, также применяются к составным элементам связей жесткости.

6.3.3.3 Связи жесткости (раскосы и распорки)

6.3.3.3.1 [Н.3.1] Общие положения

В отношении типовых схем основных связей жесткости, приведенных на Рисунке 6.7, применяются следующие правила. Вспомогательные связи жесткости можно использовать для разделения основных связей жесткости или элементов поясов, как показано, например, на Рисунке 6.7 (IA, ПА, ША, IVA) и на Рисунке 6.8.

Гибкость λ для связей жесткости принимается равной:

$$\text{– для уголков:} \quad \lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \quad (6.33)$$

$$\text{– для труб:} \quad \lambda = \frac{L_{di}}{i_{yy}} \quad (6.34)$$

где L_{di} определено на Рисунке 6.7.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}}$ может быть принято с запасом при более точном расчете с учетом реальных условий опирания концов.

Гибкость λ основных связей жесткости не должна, как правило, превышать 180, а вспомогательных связей – 250. Для многораскосных перекрестных связей жесткости (Рисунок 6.7 (V)) общая гибкость не должна, как правило, превышать 350.

ПРИМЕЧАНИЕ Использование высокого коэффициента гибкости может привести к возможной вибрации отдельных элементов и их повреждению из-за изгиба при местных нагрузках.

6.3.3.3.2 [Н.3.2] Треугольная решетка

Треугольная решетка применяется при небольших нагрузках и относительно коротких длинах, например, в верхней части башен или легких мачт (см. Рисунок 6.7 (I)).

6.3.3.3.3 [Н.3.3] Перекрестная решетка

При условии, что нагрузка равномерно разделена на сжатие и растяжение, элементы соединяются в точке пересечения, а также при условии, что оба элемента неразрезные (см. Рисунок 6.7 (II)), центр пересечения может считаться точкой закрепления поперечно плоскости и в плоскости связи, а критическая расчетная длина становится L_{d2} для малой оси.

Если нагрузка неравномерно разделена на сжатие и растяжение, а также при условии, что оба элемента неразрезные, сжатые элементы необходимо проверить таким же образом на самую большую сжимающую силу. Кроме того, необходимо проверить, чтобы сумма сопротивлений продольному изгибу обоих сжатых элементов была, по меньшей мере, равна алгебраической сумме осевых сил, действующих на два элемента. При расчете сопротивлений продольному изгибу расчетная длина принимается равной L_d , а радиус инерции равен радиусу инерции по оси прямоугольной системы координат, параллельной плоскости связи.

Гибкость рассчитывается следующим образом:

– для уголков:

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_d}{i_{zz}} \quad (6.35)$$

– для труб или профиля сплошного круглого сечения:

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \quad (6.36)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Если какой-либо из элементов разрезной, центр соединения может считаться защемлением только в поперечном направлении, если детализовка такова, что в обоих элементах эффективная поперечная жесткость обеспечивается соединением, а продольная осевая жесткость одинакова.

6.3.3.3.4 [Н.3.4] Крестовая (растянутая) решетка

Каждый диагональный элемент пары растянутых связывающих элементов и горизонтальные элементы должны выдерживать полную сдвигающую нагрузку на связи (см. Рисунок 6.7 (VI)).

ПРИМЕЧАНИЕ Системы, работающие на растяжение, восприимчивы к способу монтажа, модификациям и относительному перемещению. Необходимо проектирование с учетом начального растяжения связей и обеспечения взаимной поддержки в центральной точке пересечения для минимизации отклонения.

6.3.3.3.5 [Н.3.5] Ромбическая решетка со вспомогательными элементами

В случае введения вспомогательных элементов для развязки опорных стоек (см. Рисунок 6.7 (IIA и IVA) и Рисунок 6.8 (a)), длину при продольном изгибе по минимальной оси необходимо принимать, как L_{d1} .

Необходимо также проверить потерю устойчивости длины L_{d2} поперечно связи по оси прямоугольной системы координат, а затем потерю устойчивости длины L_d для определения алгебраической суммы осевых сил, см. 6.3.3.3.3.

6.3.3.3.6 [Н.3.6] Разрезная ромбическая решетка с неразрезным горизонтальным элементом в центральной точке пересечения

Горизонтальный элемент должен обладать достаточной жесткостью в поперечном направлении для обеспечения защемления в случае нагрузок, когда сжатие одного элемента превышает растяжение другого, или когда оба элемента подвержены сжатию, см. Рисунок 6.7 (IV).

Это условие может быть выполнено следующим образом: горизонтальный элемент должен выдерживать (как сжатый элемент по всей длине по оси прямоугольной системы координат) алгебраическую сумму осевой силы в двух элементах поперечной связи, разложенной в горизонтальном направлении.

ПРИМЕЧАНИЕ Может возникнуть необходимость в дополнительном допуске на изгибающее напряжение, вызываемое в концевых элементах местными нагрузками, поперечными раме, например, ветром.

6.3.3.3.7 [Н.3.7] Ромбическая решетка с диагональными угловыми элементами

В некоторых схемах поперечных связей может быть предусмотрен угловой элемент

в целях снижения приведенной длины поперечно плоскости связи (см. Рисунок 6.8(б)). Аналогичный порядок, используемый в отношении Подпункта 6.3.3.3, можно применять для определения надлежащего заземления.

В этом случае пять проверок продольного изгиба производятся следующим образом:

- продольный изгиб элемента при максимальной нагрузке на длину L_{d1} по минимальной оси;
- продольный изгиб элемента при максимальной нагрузке на длину L_{d2} по поперечной оси прямоугольной системы координат;
- продольный изгиб двух элементов поперечной связи при воздействии алгебраической суммы нагрузок в поперечной связи на длину L_{d3} по поперечной оси;
- продольный изгиб двух элементов (по одному в каждой из двух смежных граней) при воздействии алгебраической суммы нагрузок в двух элементах, соединенных диагональным связывающим элементом, по длине L_{d4} по поперечной оси.

ПРИМЕЧАНИЕ В этом случае общее сопротивление необходимо рассчитывать как сумму сопротивлений продольному изгибу обоих сжатых элементов (см. 6.3.3.3.3).

- продольный изгиб четырех элементов (каждого элемента поперечной связи в двух смежных гранях) при воздействии алгебраической суммы нагрузок во всех четырех элементах по длине L_d по поперечной оси.

6.3.3.3.8 [Н.3.8] Диагональные элементы полураскосной решетки

При отсутствии вспомогательных элементов (см. Рисунок 6.7 (III)) критическая расчетная длина может быть принята равной L_{d2} по малой оси.

Если в гранях предусмотрены вспомогательные связи, но нет подкосов (см. Рисунок 6.7 (IIA)), критическая расчетная длина принимается равной L_{d2} по надлежащей оси прямоугольной системы координат. Таким образом, гибкость равна:

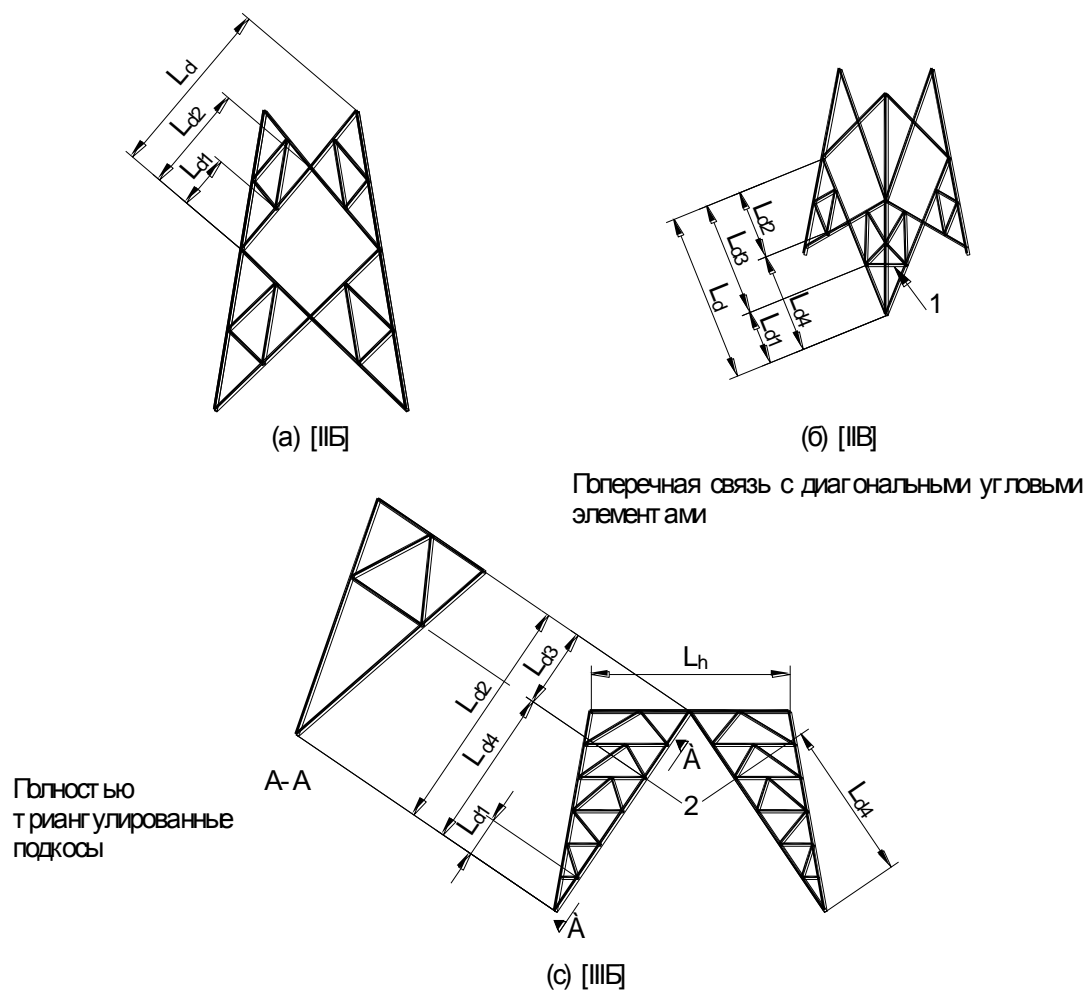
$$\lambda = \frac{L_{d2}}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_{d2}}{i_{zz}} \quad (6.37)$$

При наличии вспомогательных связей и треугольных связей (см. Рисунок 6.8(с)) необходимо применять надлежащую расчетную длину L_{d4} между такими раскосными элементами для проверки изгиба в направлении, поперечном связям в грани по надлежащей оси прямоугольной системы координат. Таким образом, гибкость может приниматься, как

$$\lambda = \frac{L_{d4}}{i_{yy}} \quad \text{или} \quad \frac{L_{d4}}{i_{zz}} \quad \text{для всех типов сечений} \quad (6.38)$$

Типовые схемы основных связей жесткости					
Параллельные или сужающиеся			Обычно сужающиеся		Обычно параллельные
I Треугольная решетка	II Перекрестная решетка	III К-образная (полураскос- ная) решетка	IV Разрезная ром- бическая ре- шетка с нераз- резными гори- зонтальными элементами	V Многораскос- ная пере- крестная ре- шетка	VI Крестовая (растянутая) решетка
$L_{di} = L_d$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$		
Типовые схемы со вспомогательными связями жесткости (См. также Рисунок 6.8)				ПРИМЕЧАНИЕ Растянутые элементы в схеме VI предна- значены для выдерживания общего сдвига при растяже- нии, например <div style="text-align: center;"> </div>	
IA Треугольная решетка	IIA Ромбическая решетка $L_{di} = L_{d1}$	IIIA К-образная решетка $L_{di} = L_{d1}$ $L_{di} = L_{d2}$ - для осей прямоуголь- ной системы координат	IVA Ромбическая решетка со вспомогатель- ными элемен- тами $L_{di} = L_{d1}$		

Рисунок 6.7 – Типовые схемы связей жесткости



- 1 – Угловой элемент связи (для уменьшения воздействия, если обе связи сжаты);
2 – Подкосы

Рисунок 6.8 – Использование систем вспомогательных связей

6.3.3.3.9 [Н.3.9] Горизонтальные элементы граней с горизонтальными диафрагмами

Если длина горизонтальных элементов граней большая, возможна установка диафрагм для обеспечения поперечной устойчивости.

Расчетная длина горизонтального элемента при потере устойчивости принимается равной расстоянию между точками пересечения в диафрагме при потере устойчивости поперечно раме, и расстоянию между опорами в плане при потере устойчивости в плоскости рамы.

Необходимо проявлять осторожность при выборе оси $v-v$ или осей прямоугольной системы координат элементов из одиночного уголка. Должна использоваться ось $v-v$, если не предусмотрено подходящее закрепление с помощью связи в средней точке (или около нее) расчетной длины. В этом случае потерю устойчивости необходимо проверять по оси $v-v$ на переходной части и по надлежащей оси прямоугольной системы координат по всей длине между защемлениями по такой оси.

ПРИМЕЧАНИЕ Данный метод может быть с запасом (консервативен) при более точном расчете с учетом реальных условий опирания концов.

Если диафрагма не полностью триангулирована, необходимо предусмотреть дополнительный допуск на изгибающие напряжения в концевых элементах, вызываемые такими нагрузками, как ветер в направлении, поперечном раме, см. Рисунок 6.9.

Во избежание потери устойчивости в случаях, когда диафрагма не полностью триангулирована:

– горизонтальные диафрагмы должны проектироваться таким образом, чтобы они выдерживали сосредоточенную горизонтальную нагрузку $p \times H$, прилагаемую к середине элемента, где p – процент от максимальной осевой сжимающей силы N в элементах горизонтальной диафрагмы (см. Рисунок 6.10);

– отклонение горизонтальной диафрагмы под действием этой силы не должно превышать $L/500$.

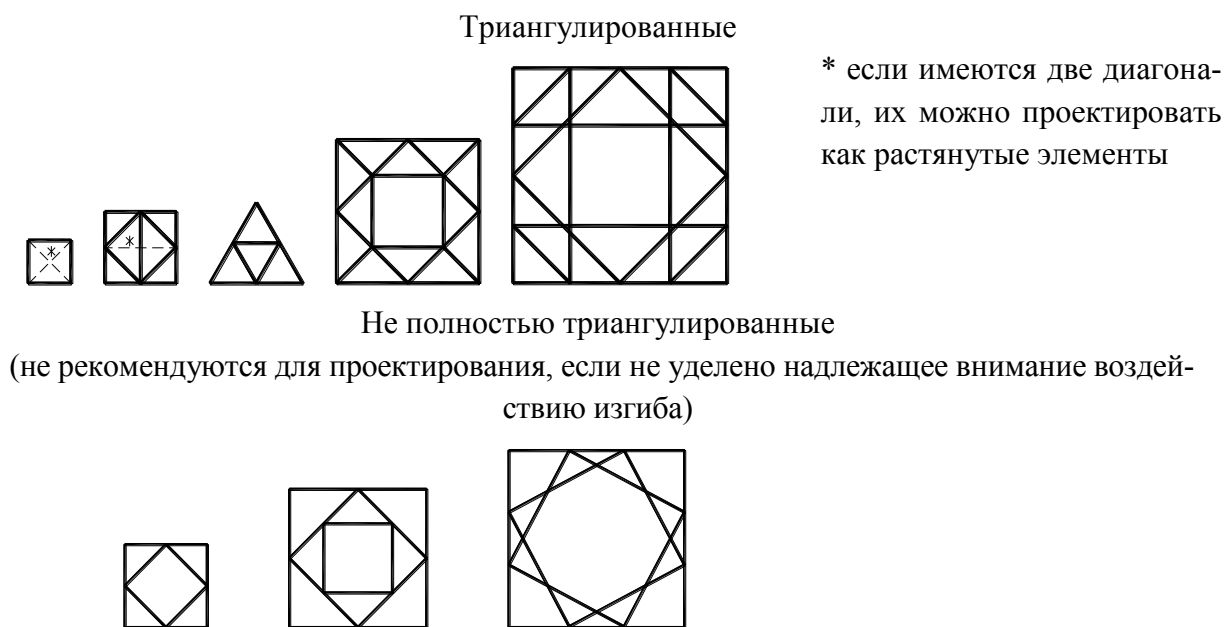


Рисунок 6.9 – Типовые диафрагмы

6.3.3.3.10 [Н.3.10] Горизонтальные элементы без диафрагм

При небольшой ширине башен и в мачтах диафрагмы можно не устанавливать в соответствующих случаях при надлежащем обосновании.

При расчете потери устойчивости из плоскости рамы по длине L_h (см. Рисунок 6.10(а)) необходимо использовать радиус инерции в прямоугольной системе координат. Однако для элементов из одиночного уголка необходимо использовать радиус инерции по оси $v-v$ по длине L_{h2} , если не предусмотрено закрепление вспомогательными связями с определенным интервалом по длине. В таком случае расчетная длина принимается равной L_{h1} , см. Рисунок 6.10(б).

ПРИМЕЧАНИЕ Данный метод может давать запас по сравнению с более точным расчетом, учитывающим реальные условия закрепления концов.

Во избежание потери устойчивости горизонтального элемента необходимо выполнять условия, приведенные в 6.3.3.3.9.

ПРИМЕЧАНИЕ Может возникнуть необходимость в дополнительном допуске на изгибающее напряжение, вызываемое в концевых элементах местными нагрузками, поперечными раме, например, ветром.

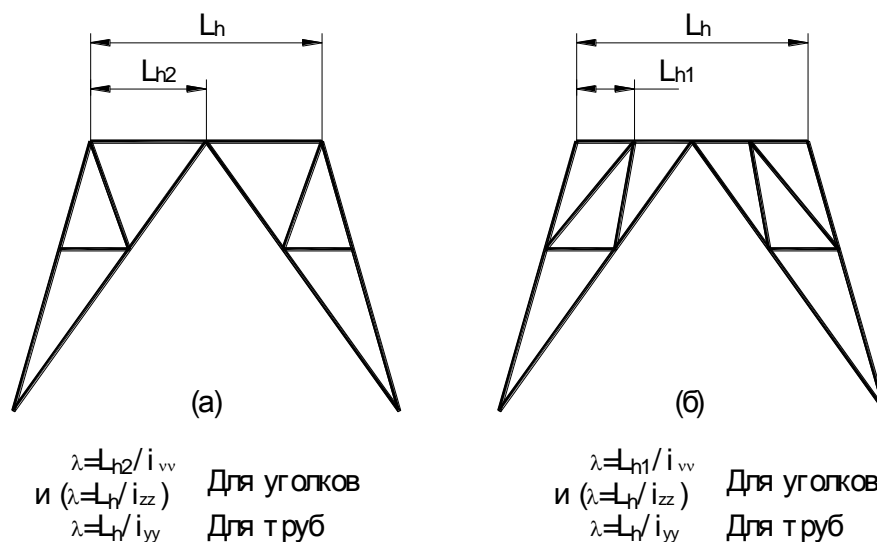


Рисунок 6.10 – Горизонтальные элементы К-образных раскосов без диафрагм

6.3.3.3.11 [Н.3.11] Изогнутые К-образные раскосы

При большей ширине башни в основные диагонали могут быть добавлены изгибы (см. Рисунок 6.11), что вызывает эффект сокращения длины и размера лишних связей. Поскольку это приводит к высокому напряжению элементов, пересекающихся на изгибе, в соединении необходимо предусмотреть поперечную опору. Диагональные и горизонтальные элементы необходимо проектировать, как для К-образных раскосов, расчетные длины диагоналей при этом связаны с длинами до шарнирного соединения.

6.3.3.3.12 [Н.3.12] Портальная рама

Можно ввести в изгиб горизонтальный элемент для трансформации панели в порталную раму, см. Рисунок 6.12. Поскольку это ведет к отсутствию шарнирного соединения в К-образном раскосе, необходимо обратить особое внимание на осадку или смещение фундамента.

6.3.3.3.13 [Н.3.13] Многокаскадная перекрестная решетка

При многокаскадной решетчатой конфигурации связывающие элементы, которые являются неразрезными и соединены во всех точках пересечения, необходимо проектировать как вспомогательные элементы (см. 6.3.3.4) на расчетной длине от опоры до опоры с надлежащим радиусом инерции i_{yy} или i_{zz} , см. Рисунок 6.13. В целях обеспечения устойчивости панели общая гибкость L / i_{yy} должна быть менее 350. Для элементов из одиночного уголка отношение i_{yy} / i_{vv} должно быть более 1,50, где i_{yy} - радиус инерции по оси, параллельной решетке в плане.

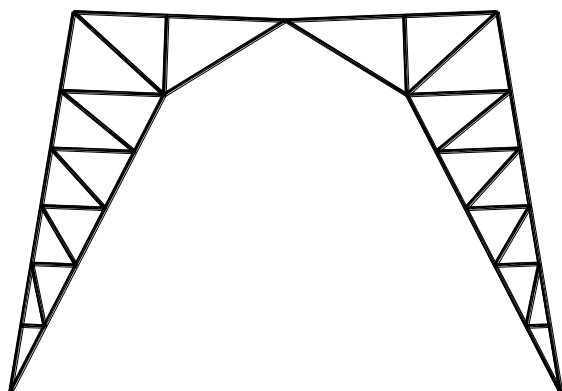


Рисунок 6.11 – Изогнутые к-образные раскосы

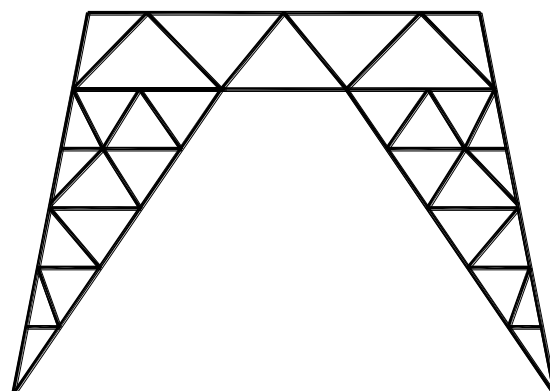


Рисунок 6.12 – Портальная рама

Устойчивость элемента А–В, показанного на Рисунке 6.13, необходимо проверять с нагрузкой, прилагаемой к критической расчетной длине L_0 при гибкости

– для уголков:
$$\lambda = \frac{L_0}{i_{vv}} \quad (6.39)$$

– для труб и профиля сплошного круглого сечения:
$$\lambda = \frac{L_0}{i_{yy}} \quad (6.40)$$

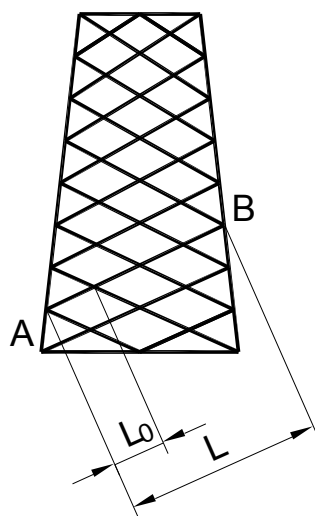


Рисунок 6.13 – Многораскосная перекрестная решетка

ПРИМЕЧАНИЕ Значение $\lambda = \frac{L_0}{i_{vv}}$ может быть принято с запасом при более точном расчете с учетом реальных условий опирания концов.

6.3.3.4 [Н.4] Вспомогательные связи жесткости

6.3.3.4.1 [Н.4(1)] Для учета всех несовершенств в опорных стойках, а также в целях проектирования вспомогательных связывающих элементов необходимо ввести условную силу, действующую поперечно опорной стойке (или к другой опоре вместо стойки),

укрепленной в узле присоединения связи жесткости. В зависимости от гибкости укрепляемой опорной стойки, значение условной силы, применяемое в расчете какого-либо вспомогательного элемента, определяется согласно 6.3.3.4.2 и 6.3.3.4.3.

6.3.3.4.2 [Н.4(2)] Сила, прикладываемая к каждому узлу соединения связей в плане, определяется как процент p от осевой силы в опорной стойке и для различных величин гибкости опорной стойки может быть принята как:

$$p = 1,41, \quad \text{если } \lambda < 30 \quad (6.41)$$

$$p = (40 + \lambda) / 50, \quad \text{если } 30 \leq \lambda \leq 135 \quad (6.42)$$

$$p = 3,5, \quad \text{если } \lambda > 135 \quad (6.43)$$

6.3.3.4.3 [Н.4(3)] Если в панели более одного промежуточного узла, то систему вспомогательных связей необходимо проверять отдельно при 2,5 % осевой силы, действующей в опорной стойке, равномерно распределенной между всеми промежуточными узлами. Допускается, что эти условные силы действуют совместно и в одном направлении, под прямым углом к опоре и в плоскости системы связей.

6.3.3.4.4 [Н.4(4)] В обоих случаях (Подпункты 6.3.3.4.2 и 6.3.3.4.3) необходимо определить распределение сил в пределах триангулированной панели со вспомогательными связями методом линейного упругого анализа.

6.3.3.4.5 [Н.4(5)] Воздействие этой условной силы, как правило, прибавляется к основной силе, рассчитываемой в общем расчете при проектировании любого несущего элемента. Исключительно в отношении свободностоящих опор общепринятой конфигурации условная сила не прибавляется к основным силам при условии проведения проверки воздействия условной силы на основные связи, если основная сила меньше. При проектировании мачт с оттяжками воздействие условной силы всегда прибавляется к основной силе.

6.3.3.4.6 [Н.4(6)] Можно принять допущение о достаточной жесткости системы связей при условии, что она рассчитана с учетом условных сил согласно 6.3.3.4.1 - 6.3.3.4.5.

6.3.3.4.7 [Н.4(7)] Если основной несущий элемент нагружен эксцентрично, или угол между основной диагональю К-образных раскосов и опорой составляет менее 25°, то вышеуказанное значение условной силы может быть недостаточным, поэтому необходимо определить более точное значение с учетом момента эксцентриситета и вторичных напряжений в результате деформации опорной стойки.

6.3.3.4.8 [Н.4(8)] Если направление потери устойчивости находится вне плоскости связей, то значения, представленные Формулами (6.34) - (6.36), необходимо разделить на коэффициент $\sqrt{2}$.

6.3.3.5[Н.5] Оболочковые конструкции

Прочность и устойчивость оболочковых конструкций см. в частях пособия, относящихся к дымовым трубам, и в СН РК EN 1993-1-6.

6.4 Соединения

6.4.1 Общие положения

6.4.1.1 Согласно 2.1 - 2.4 СН РК EN 1993-1-8, методы расчета, приведенные в настоящем разделе пособия, используются при условии соответствия применяемых изделий

ссылочным стандартам, приведенным в 1.2 СН РК EN 1993-1-8, или соответствующим техническим условиям на материалы и изделия.

Расчетная несущая способность всех соединений должна удовлетворять всем основным требованиям, приведенным в СН РК EN 1993-1-8 и в СН РК EN 1993-1-1.

Частные коэффициенты безопасности γ_M для соединений приведены в Таблице 6.13.

Соединения, подверженные усталостным нагрузкам, должны удовлетворять также требованиям СН РК EN 1993-1-9.

Несущую способность соединения следует определять, исходя из несущих способностей его основных компонентов.

Если для восприятия усилия среза используются крепежные детали различной жесткости, то расчетная нагрузка должна быть воспринята крепежными деталями наибольшей жесткости. Исключение из этого правила расчета приведено в 6.4.1.6.3.

Все болты должны быть защищены от развинчивания гаек.

Таблица 6.13 – Частные коэффициенты безопасности для соединений

Несущая способность элементов и поперечных сечений	γ_{M0}, γ_{M1} и γ_{M2} , см. СН РК EN 1993-1-1
Несущая способность болтов	γ_{M2}
Несущая способность сварных швов	
Несущая способность пластин на смятие	
Несущая способность на сдвиг контактных поверхностей:	
в предельном состоянии по несущей способности (категория С)	γ_{M3}
в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности (категория В)	$\gamma_{M3,ser}$
Предварительное натяжение высокопрочных болтов	γ_{M7}

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При применении материалов, параметры которых определены в соответствии с требованиями СН РК EN, следует применять следующие значения частных коэффициентов безопасности свойств материалов, согласно Национального Приложения к СН РК EN 1993-1-8:

$\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M3} = 1,25$ и $\gamma_{M3,ser} = 1,1$; $\gamma_{M7} = 1,1$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При применении местных материалов следует получать технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом.

6.4.1.2 Категории болтовых соединений

6.4.1.2.1 [3.4.1 СН РК EN 1993-1-8] Соединения, работающие на сдвиг

Болтовые соединения, работающие на сдвиг, подразделяются на следующие категории:

а) Категория А – срезное соединение.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 - 10.9. Контролируемое натяжение и особые условия для контактных поверхностей не требуются. Расчетное усилие сдвига не должно превышать несущей способности на срез, определяемой по 6.4.1.4 и на смятие, определяемой по 6.4.1.4 и 6.4.1.5;

б) Категория В – фрикционное соединение в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности.

В данной категории следует применять болты с контролируемым натяжением со-

гласно 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 6.4.1.6. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на срез, определенной по 6.4.1.4 и на смятие, определяемой по 6.4.1.4 и 6.4.1.5;

в) Категория С – фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности.

В данной категории следует применять болты с контролируемым натяжением согласно 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 в 6.4.1.6, а также расчетной несущей способности на срез и на смятие по 6.4.1.4 и 6.4.1.5. 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. 6.2 СН РК EN 1993-1-1) в предельном состоянии по несущей способности.

Проверки для данных категорий соединений сведены в Таблицу 6.14.

6.4.1.2.2 [3.4.2 СН РК EN 1993-1-8] Соединения, работающие на растяжение

Болтовые соединения, работающие на растяжение, подразделяются на следующие категории:

а) Категория D – соединения без предварительного контролируемого натяжения болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 - 10.9. Контролируемое 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.

б) Категория E – соединение с контролируемым натяжением болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 8.8 - 10.9 с контролируемым контролируемым натяжением в соответствии со ссылочными стандартами группы 7 (см. 1.2.7).

Проверки для данных категорий соединений сведены в Таблицу 6.15.

6.4.1.3 [3.5 СН РК EN 1993-1-8] Расположение отверстий для болтов

Минимальные и максимальные значения шага, расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для болтов приведены в Таблице 6.16.

Минимальные и максимальные значения шага, расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для конструкций, подверженных усталостным нагрузкам, см. СН РК EN 1993-1-9.

Ограничения по размерам для овальных отверстий см. СН РК EN 1993-1-8.

Таблица 6.14 – Категории болтовых соединений, работающих на сдвиг

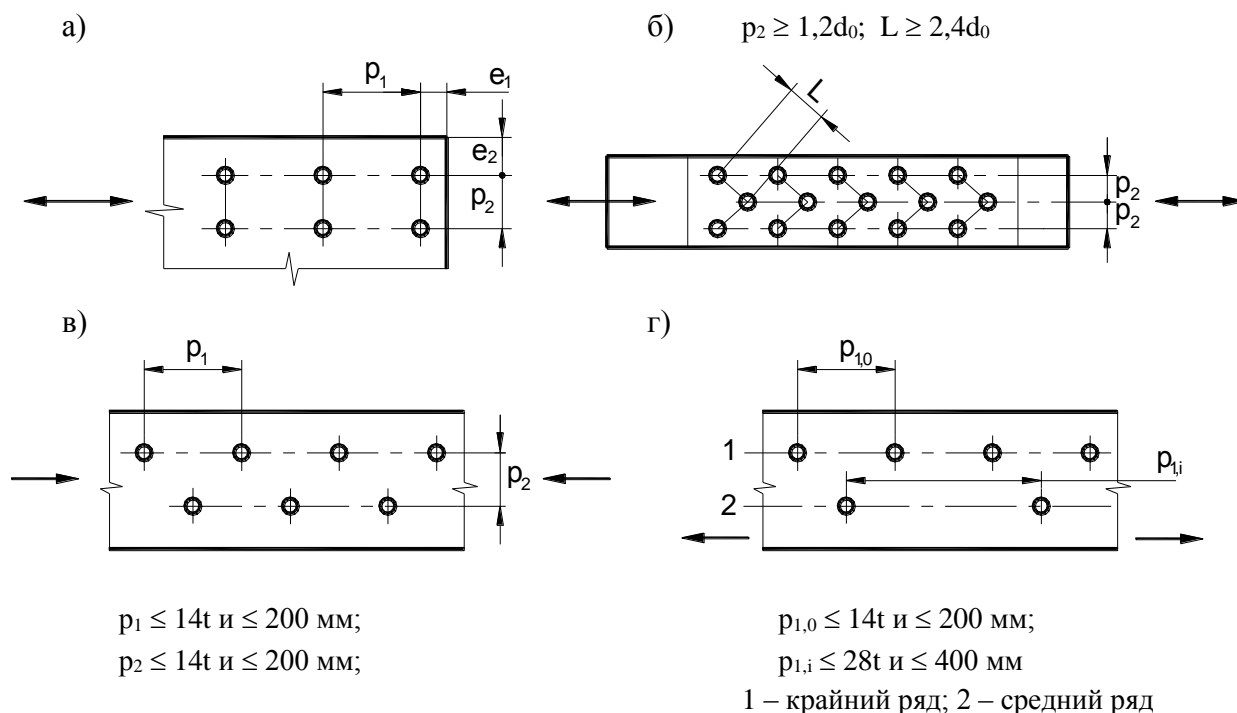
Категория	Критерий	Примечание
Соединения, работающие на сдвиг		
А Срезное соединение	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Контролируемое натяжение не требуется. Могут использоваться болты классов 4.6 - 10.9
В Фрикционное соединение в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с контролируемым натяжением. Несущая способность на сдвиг контактных поверхностей в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности определяется по 3.9
С Фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с контролируемым натяжением. Несущая способность на сдвиг контактных поверхностей в предельном состоянии по несущей способности $N_{net,Rd}$ – см. 6.4.1.2.1

Таблица 6.15 – Категории болтовых соединений, работающих на растяжение

Категория	Критерий	Примечание
Соединения, работающие на растяжение		
Д Соединение без контролируемого натяжения болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Контролируемое натяжение не требуется. Могут использоваться болты классов 4.6 - 10.9. $B_{p,Rd}$ определяется по Таблице 6.17
Е Соединение с контролируемым натяжением болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с контролируемым натяжением. $B_{p,Rd}$ определяется по Таблице 6.17
Расчетное растягивающее усилие $F_{t,Ed}$ должно включать возможное усилие отрыва вследствие эффекта рычага, см. Подраздел 3.11 СН РК EN 1993-1-8. Болты, подверженные усилию сдвига совместно с растягивающим усилием, должны также удовлетворять условиям, приведенным в Таблице 3.4.		

**Таблица 6.16 – Минимальные и максимальные значения шага и расстояний
до края элемента**

Расстояние или шаг, см. Рисунок 6.14	Минималь- ное значе- ние	Максимальное значение ^{1),2),3)}		
		Конструкции, изготовленные из ста- лей, соответствующих СТ РК EN 10025, кроме сталей соответствую- щих СТ РК EN 10025-5		Конструкции, изготовленные из сталей, соответ- ствующих СТ РК EN 10025-5
		Сталь подвержена вли- нию атмосфер- ной или другой коррозии	Сталь не подвержена влиянию атмо- сферной или дру- гой коррозии	Используемая сталь
Расстояние до края вдоль усилия e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Наибольшее из 8t или 125 мм
Расстояние до края поперек усилия e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм		Наименьшее из 8t или 125 мм
Шаг $p_1^{4)}$	$2,2d_0$	Наименьшее из 14t или 200 мм	Наименьшее из 14t или 200 мм	Наименьшее из 14 t_{min} или 175 мм
Шаг $p_{1,0}$		Наименьшее из 14t или 200 мм		
Шаг $p_{1,i}$		Наименьшее из 28t или 400 мм		
Дорожка p_2	$2,4d_0$	Наименьшее из 14t или 200 мм	Наименьшее из 14t или 200 мм	Наименьшее из 14 t_{min} или 175 мм
<p>Максимальные значения шага, расстояний до края и кромки элемента не ограничены, кроме случаев:</p> <ul style="list-style-type: none"> – для сжатых элементов во избежание местной потери устойчивости и коррозии незащищенных элементов; – для растянутых элементов, не защищенных от коррозии, во избежание ее возникновения. <p>²⁾ Несущую способность по местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями следует определять по СН РК EN 1993-1-1, принимая расчетную длину равной $0,6r_1$. Расчет на местную устойчивость не требуется, если отношение p_1/t меньше 9ε. Расстояние до края элемента поперек усилия не должно превышать значений для свободных свесов сжатых элементов, см. СН РК EN 1993-1-1. Эти требования не распространяются на расстояния до края элемента вдоль усилия.</p> <p>³⁾ t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов; d_0 – диаметр отверстия.</p> <p>⁴⁾ При расположении рядов крепежных деталей в шахматном порядке, можно принимать минимальное значение $p_2 = 1,2d_0$, при условии, что минимальное расстояние L между любыми смежными отверстиями составляет не менее $2,4d_0$, см. Рисунок 6.14 б).</p>				



- а – обозначения расстояний при рядовом расположении отверстий;
 б – обозначение расстояний при расположении отверстий в шахматном порядке;
 в – расположение отверстий в шахматном порядке в сжатых элементах;
 г – расположение отверстий в шахматном порядке в растянутых элементах.

Рисунок 6.14 – Обозначения расстояний между отверстиями, расстояний до края элемента

6.4.1.4 [3.6.1 СН РК EN 1993-1-8] Расчетная несущая способность одиночных болтов

Расчетные значения несущей способности одиночных крепежных деталей в соединениях подверженных сдвигу и/или растяжению, приведены в Таблице 6.17.

Расчетное значение усилия предварительного натяжения $F_{p,Cd}$ болтов с контролируемым натяжением согласно 3.2.1.2 определяется по формуле:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M7} \quad (6.44)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Если предварительное натяжение не используется при расчетах несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, но требуется при изготовлении или как показатель качества (например, для повышения долговечности), то значение усилия предварительного натяжения может быть определено в конкретном проекте.

Расчетные значения несущей способности на растяжение и на срез по резьбовой части болта, приведенные в Таблице 6.17, следует применять только для болтов, изготовленных в соответствии со ссылочными стандартами группы 4 (см. 1.2.4 СН РК EN 1993-1-8).

Для элементов с резьбой, таких как фундаментные болты, изготовленных из круглого проката с резьбой, выполненной по СТ РК EN 1090-2, следует использовать соответствующие значения из Таблицы 6.17. Для болтов, резьба которых не соответствует СТ РК EN 1090-2, соответствующие значения из Таблицы 6.17 следует умножать на коэффициент 0,85.

Таблица 6.17 – Несущая способность одиночных крепежных деталей, подверженных срезу и/или растяжению

Вид отказа	Болты
Срез одной плоскости	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <p>а) если плоскость среза проходит через резьбовую часть болта ($A = A_s$, где A_s – площадь сечения болта нетто): для болтов классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8 $\alpha_v = 0,6$; для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9 $\alpha_v = 0,5$;</p> <p>б) если плоскость среза проходит через гладкую часть болта (A – поперечное сечение болта брутто): $\alpha_v = 0,6$</p>
Смятие ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}},$ <p>где α_b – наименьшее из α_d, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ и 1,0;</p> <p>а) вдоль усилия:</p> <p>для крайних болтов – $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$;</p> <p>для средних болтов – $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$;</p> <p>б) поперек усилия:</p> <p>для крайних болтов</p> <p>k_1 – наименьшее из $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ и 2,5;</p> <p>для средних болтов</p> <p>k_1 – наименьшее из $1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ и 2,5</p>
Потеря несущей способности на растяжение ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}},$ <p>где $k_2 = 0,63$ – для болта с потайной головкой; $k_2 = 0,9$ – в остальных случаях</p>
Продавливание	$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{M2}$
Совместное действие среза и растяжения	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$
<p>¹⁾ Несущая способность на смятие $F_{b,Rd}$ болтов составляет:</p> <p>– для отверстий с большим зазором – 0,8 несущей способности на смятие болтов, установленных в нормальные отверстия;</p> <p>²⁾ Для болтов с потайной головкой:</p> <p>– несущая способность на смятие $F_{b,Rd}$ определяется из условия равенства толщины элемента t толщине присоединяемого элемента, за вычетом половины глубины зенкерования;</p> <p>– при определении несущей способности на растяжение $F_{t,Rd}$ угол и глубина зенкерования должны соответствовать стандартам группы 4 (см. 1.2.4 СН РК EN 1993-1-8). В противном случае несущая способность на растяжение $F_{t,Rd}$ должна быть обоснована соответствующим образом.</p> <p>³⁾ Если усилие на болт не параллельно краю элемента, то проверка несущей способности на смятие может осуществляться раздельно на действие компонентов усилия, приложенных параллельно и перпендикулярно краю элемента.</p>	

Расчетное значение несущей способности на срез $F_{v,Rd}$, приведенное в Таблице 6.17, следует использовать только для болтов в отверстиях с номинальным зазором, не превышающим зазор для нормальных отверстий, установленный в Таблице 6.18, соответствующей Таблице 11 СТ РК EN 1090-2.

Болты М12 и М14 можно использовать также в отверстиях с зазором, равным 2 мм при условии, что расчетное значение несущей способности группы болтов на смятие больше или равно расчетному значению несущей способности группы болтов на срез. Кроме того, для болтов класса прочности 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 расчетное значение несущей способности на срез $F_{v,Rd}$ следует принимать равным значению, приведенному в Таблице 6.17, умноженному на 0,85.

Призонные (повышенной точности) болты следует рассчитывать аналогично расчету болтов, установленных в нормальные отверстия.

Таблица 6.18 – Номинальные зазоры для болтов, мм

Номинальный диаметр болта, мм	12	14	16	18	20	22	24	27 и более
Нормальные круглые отверстия ^{а)}	1 ^{б)}		2					3
Круглые отверстия с завышенным размером	3		4				6	8
<div>^{а)} Для применения в башнях и мачтах номинальный зазор для нормальных круглых отверстий должен быть уменьшен на 0,5 мм, если не указано иначе.</div> <div>^{б)} Для крепежных средств с покрытием номинальный зазор в 1 мм можно увеличить на толщину покрытия крепежного средства.</div>								

Для призонных (повышенной точности) болтов номинальный диаметр отверстия должен быть равен диаметру стержня болта.

ПРИМЕЧАНИЕ Для призонных (повышенной точности) болтов, согласно EN 14399-8, номинальный диаметр стержня на 1 мм больше, чем номинальный диаметр резьбовой части.

При соединении элементов внахлестку одним рядом болтов, см. Рисунок 6.15, следует предусматривать шайбы как под головку болта, так и под гайку. Расчетное значение несущей способности болта на смятие $F_{b,Rd}$ не должно превышать:

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \quad (6.45)$$

При соединении элементов внахлестку одним болтом или одним рядом болтов класса прочности 8.8 и 10.9 следует использовать закаленные шайбы.

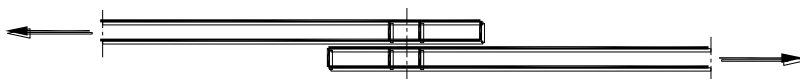


Рисунок 6.15 – Соединение внахлестку одним рядом болтов

6.4.1.5 [3.7 СН РК EN 1993-1-8] Группа крепежных деталей

Несущая способность многоболтового соединения может быть принята равной сумме расчетных несущих способностей отдельных крепежных деталей на смятие $F_{b,Rd}$ при

условии, что расчетная несущая способность каждой отдельной крепежной детали на срез $F_{v,Rd}$ больше или равна расчетной несущей способности на смятие $F_{b,Rd}$. В противном случае, расчетную несущую способность многоболтовых соединений следует принимать равной наименьшей несущей способности любой одной крепежной детали, умноженной на количество деталей.

6.4.1.6 [3.9 СН РК EN 1993-1-8] Фрикционные соединения на болтах классов прочности 8.8 и 10.9

6.4.1.6.1 Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения

Расчетную несущую способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом с предварительным натяжением классов прочности 8.8 и 10.9, следует определять по формуле:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}, \quad (6.46)$$

где $k_s = 1,0$ – для болтов, установленных в нормальные отверстия (принято по Таблице 3.6 СН РК EN 1993-1-8);

$k_s = 0,85$ – для болтов, установленных в отверстия с большим зазором;

n – количество поверхностей трения соединяемых элементов;

μ – коэффициент трения, принимаемый по результатам испытаний поверхностей, приведенных в СТ РК EN 1090-2 или в Таблице 6.19.

Для болтов классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующих ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4 СН РК EN 1993-1-8) с контролируемым натяжением, в соответствии с СТ РК EN 1090-2, усилие предварительного натяжения $F_{p,C}$ в Формуле (6.46) следует принимать равным:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (6.47)$$

6.4.1.6.2 Совместное действие растяжения и сдвига

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, определяют следующим образом:

– для соединений категории В:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}, \quad (6.48)$$

– для соединений категории С:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}. \quad (6.49)$$

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.

**Таблица 6.19 – Значения коэффициента трения μ для болтов
с предварительным натяжением**

Класс поверхностей трения (см. СТ РК EN 1090-2)	Коэффициент трения μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Требования к испытаниям и контролю приведены в СТ РК EN 1090-2.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Классификация поверхностей трения при любом другом способе обработки должна быть основана на результатах испытаний образцов поверхностей по процедуре, изложенной в СТ РК EN 1090-2.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 Определения классов поверхностей трения приведены в СТ РК EN 1090-2.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 4 При наличии окрашенной поверхности с течением времени может произойти потеря предварительного натяжения.</p>	

6.4.1.6.3 [3.9.3 СН РК EN 1993-1-8] **Смешанные соединения**

В виде исключения требований 6.4.1.1, болты с предварительным натяжением классов прочности 8.8 и 10.9, рассчитанных как фрикционные при определении несущей способности на сдвиг (категория C, см. 6.4.1.2.1), можно рассматривать работающими совместно со сварными швами при условии окончательного затягивания болтов после завершения сварочных работ.

6.4.1.7 **Учет отверстий для крепежных деталей**

6.4.1.7.1 Учет отверстий при расчете элемента конструкции следует производить в соответствии с 6.3.1.

6.4.1.7.2 [3.10.2 СН РК EN 1993-1-8] **Расчет крайней зоны на вырыв материала (выкол)**

Вырыв материала крайней зоны происходит вследствие сдвига ряда или группы болтов вдоль поверхности сдвига группы отверстий, сопровождаемого ее разрывом от действия растягивающих усилий по линии отверстий. Вырыв материала крайней зоны показан на Рисунке 6.16.

При передаче сдвигающего усилия на симметричную группу болтов без эксцентриситета расчетная несущая способность при вырыве материала крайней зоны определяется по формуле:

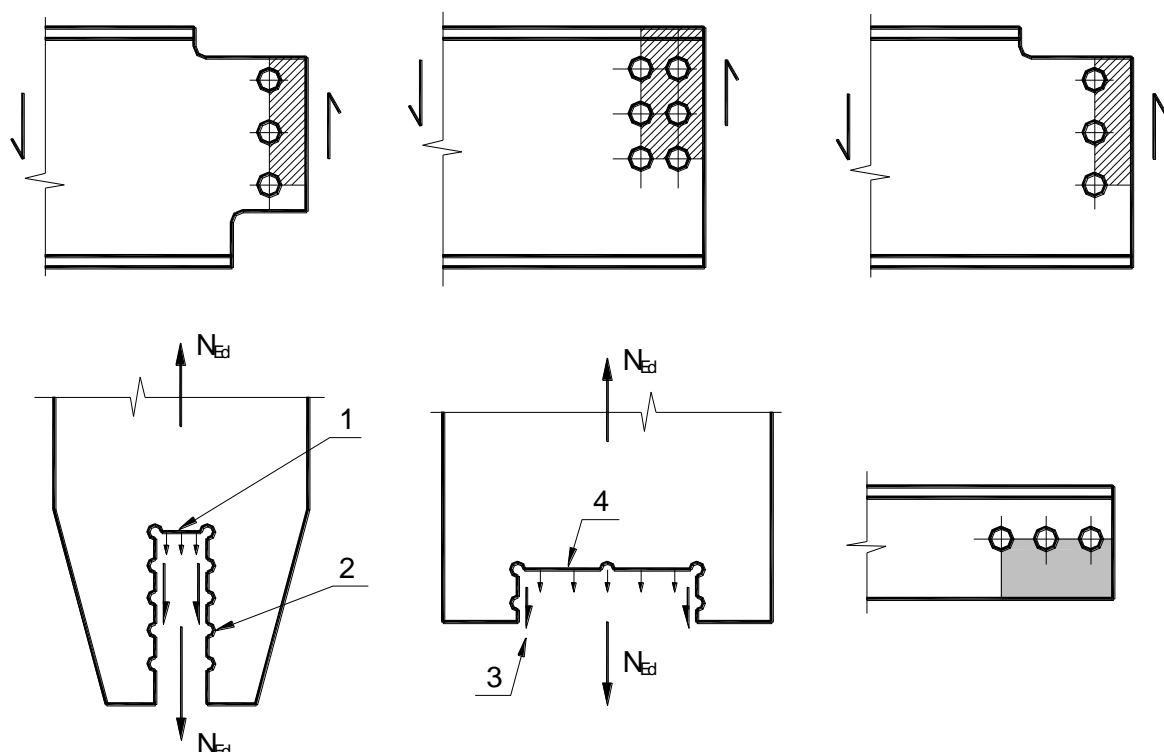
$$V_{\text{eff},I,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot f_y \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.50)$$

где A_{nt} – площадь сечения нетто растянутой зоны;

A_{nv} – площадь сечения нетто сдвигаемой зоны.

При передаче сдвигающего усилия на группу болтов с эксцентриситетом расчетная несущая способность при вырыве материала крайней зоны определяется по формуле:

$$V_{\text{eff},2,\text{Rd}} = \frac{0,5 \cdot f_u \cdot A_{\text{nt}}}{\gamma_{\text{M2}}} + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot f_y \cdot \frac{A_{\text{nv}}}{\gamma_{\text{M0}}} \quad (6.51)$$



1 – малое растягивающее усилие; 2 – большое сдвигающее усилие;
3 – малое сдвигающее усилие; 4 – большое растягивающее усилие

Рисунок 6.16 – Вырыв материала крайней зоны

6.4.2 [6.4.2] Фланцевые болтовые соединения

При передаче поперечного усилия через фланцевые соединения, необходимо использовать болты с контролируемым натяжением.

Минимальный диаметр болта должен составлять 12 мм.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении к СН РК EN 1993-3-1 приведены дополнительные данные по конструированию фланцевых соединений труб и цилиндрических оболочек:

- во фланцевых соединениях допускается применять высокопрочные болты без регулируемого натяжения;
- болты фланцевых соединений труб следует размещать на одной окружности минимально возможного диаметра, как правило, на равных расстояниях между болтами;
- дополнительные данные по фланцевым соединениям цилиндрических оболочек см. 15.4.2.

При определении толщины фланца важно определить следующие значения:

- а) сопротивление сдвигу фланца по периметру окружности соединяемых опорных стоек секций;
- б) сопротивление комбинированному сдвигу и изгибу фланца по окружности расположения болтовых отверстий. Изгибающий момент M может быть принят равным

$$M = N \cdot (D_b - D_i) / 2$$

где N – сила растяжения в опорной стойке;

D_b – диаметр окружности (по центрам болтовых отверстий, см. Рисунок 6.17);

D_i – диаметр опорной стойки.

При определении сил, действующих на болты, осевая сила N_b :

$$N_b = \frac{N \cdot k_p}{n}, \quad (6.52)$$

где n – количество болтов;

k_p – коэффициент эффекта рычага, принятый, как:

$k_p = 1,2$ – для болтов с контролируемым натяжением

$k_p = 1,8$ – для болтов без контролируемого натяжения

Все болты должны быть с контролируемым натяжением при учете усталости, в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-8.

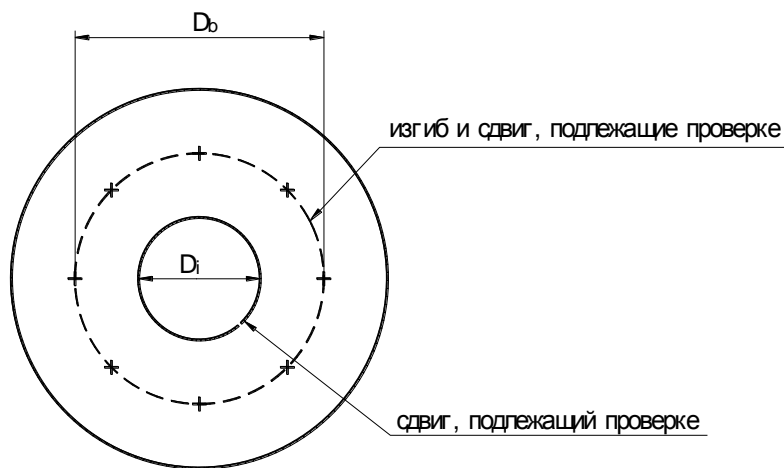


Рисунок 6.17 – Болтовое фланцевое соединение

6.4.3 [6.4.3] Анкерные болты

Если должна учитываться усталость, необходима предварительная затяжка анкерных болтов. В таких случаях должны применяться надлежащие марки стали, см. СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ По выбору предварительной затяжки см. также правила эксцентриситета силы рычага, уровни натяжения и т.д. в СН РК EN 1993-1-8.

6.4.4 Сварные соединения

6.4.4.1 Типы сварных швов

В пособии приведен расчет угловых, стыковых, а также сварных швов с конусным зазором. Стыковые сварные швы могут быть с полным или неполным проваром. Наиболее распространенные типы соединений и сварных швов приведены в EN 12345 [4.3.1 СН РК EN 1993-1-8].

6.4.4.2 [4.3.2.1 СН РК EN 1993-1-8] Угловые сварные швы

Угловые сварные швы могут применяться для соединения деталей, свариваемые поверхности которых расположены под углом от 60° до 120° .

Допускается угол менее 60° , однако в этом случае угловой сварной шов следует рассматривать как стыковой с неполным проваром.

При углах более 120° несущую способность угловых сварных швов следует определять испытанием в соответствии с СН РК EN 1990 Приложение D.

Угловые сварные швы, расположенные на концах соединяемых элементов (в торце или сбоку), следует заводить за угол непрерывно и полноразмерно на расстояние, равное, по крайней мере, двум катетам шва, если доступность и конфигурация узла позволяют это выполнить.

Расположение сварных швов в концевой части элемента следует отражать на чертежах.

При наличии эксцентриситета в односторонних сварных угловых швах – см. 4.12 СН РК EN 1993-1-8.

6.4.4.3 Расчетная несущая способность угловых сварных швов

6.4.4.3.1 [4.5.1 СН РК EN 1993-1-8] Длина сварных швов

Эффективную длину сварного шва « ℓ » следует принимать равной длине шва с полноразмерной эффективной высотой « a ». Ее можно принять равной полной длине шва за вычетом его двойной эффективной высоты « a ». Снижение эффективной длины сварного шва не требуется, при условии обеспечения полноразмерности сварного шва по всей его длине, включая начало и конец шва.

Сварной угловой шов эффективной длиной менее 30 мм или менее 6 толщин сварного шва, учитывая большее значение, не является несущим швом.

6.4.4.3.2 [4.5.2 СН РК EN 1993-1-8] Эффективная толщина сварного шва

Эффективную толщину « a » углового сварного шва следует принимать равной высоте вписанного между соединяемыми поверхностями и лицевой поверхностью шва треугольника (равностороннего или неравностороннего), измеряемой перпендикулярно внешней стороне этого треугольника, см. Рисунок 6.18.

Эффективная толщина углового сварного шва должна быть не менее 3 мм.

При определении расчетной несущей способности углового сварного шва с полным проваром может быть учтено увеличение толщины шва, см. Рисунок 6.19, при том условии, что предварительные испытания подтверждают, что требуемый провар обеспечивается постоянно.

6.4.4.3.3 [4.5.3.1 СН РК EN 1993-1-8] Определение несущей способности угловых сварных швов

Расчетную несущую способность углового сварного шва следует определять по направленному методу, приведенному в 6.4.4.3.4 или по упрощенному методу, приведенному в 6.4.4.3.5.

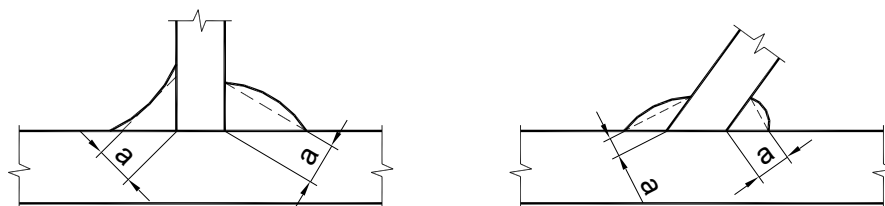


Рисунок 6.18 – Толщина углового сварного шва

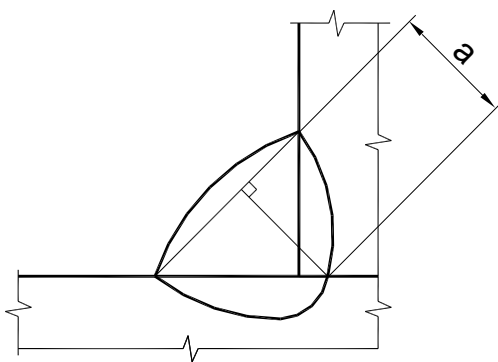


Рисунок 6.19 – Толщина углового сварного шва с полным проваром

6.4.4.3.4 [4.5.3.2 СН РК EN 1993-1-8] **Направленный метод**

В этом методе усилия, передаваемые сварным швом единичной длины, раскладываются на следующие составляющие: параллельную и поперечную относительно продольной оси сварного шва, а также нормальную и поперечную составляющие в плоскости его сечения.

Расчетную площадь поперечного сечения A_w сварного шва следует принимать равной $A_w = \sum a \cdot \ell_{\text{eff}}$.

Следует считать, что расчетная площадь поперечного сечения сварного шва проходит через его корень.

Напряжения следует считать равномерно распределенными по сечению сварного шва и сводятся к нормальным и касательным напряжениям, показанным на Рисунке 6.20, следующим образом:

- σ_{\perp} – нормальное напряжение, перпендикулярное сечению сварного шва;
- σ_{\parallel} – нормальное напряжение, параллельное продольной оси сварного шва;
- τ_{\perp} – касательное напряжение (в плоскости сечения сварного шва), перпендикулярное продольной оси сварного шва;
- τ_{\parallel} – касательное напряжение (в плоскости сечения сварного шва), параллельное продольной оси сварного шва.

Нормальное напряжение σ_{\parallel} , параллельное продольной оси, не учитывается при проверке расчетной несущей способности сварного шва.

Расчетная несущая способность считается достаточной, если выполняются оба нижеследующих условия:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \text{ и } \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}, \quad (6.53)$$

где f_u – номинальное значение временного сопротивления на растяжение более слабого соединяемого элемента;

β_w – поправочный коэффициент, принимаемый по Таблице 6.20.

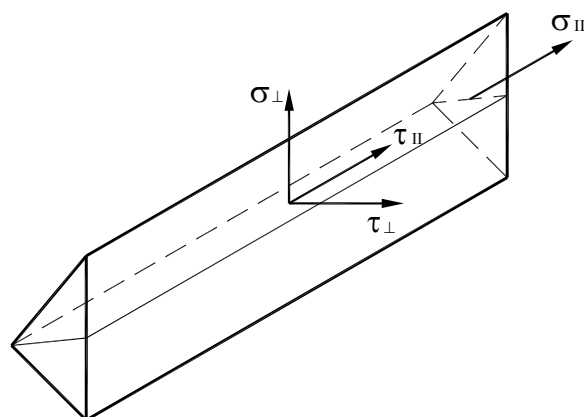


Рисунок 6.20 – Напряжения в поперечном сечении углового сварного шва

Таблица 6.20 – Поправочный коэффициент β_w для угловых сварных швов

Стандарт и марка стали			Поправочный коэффициент β_w
СТ РК EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275 H S275 NH/NLH	S275 H S275 NH/NLH S275MH/MLH	0,85
S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355 H S355 NH/NLH	S355 H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
S420 N/NL S420 M/ML		S420 MH/MLH	1,0
S460 N/NL S460 M/ML S460 Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

Сварные швы между деталями, имеющими разные прочностные характеристики материалов, следует рассчитывать с учетом характеристик материала с наименьшими показателями прочности.

6.4.4.3.5 [4.5.3.3 СН РК EN 1993-1-8] Упрощенный метод определения расчетной несущей способности угловых сварных швов

В качестве альтернативы 6.4.4.3.4, расчетную несущую способность углового сварного шва можно считать достаточной, если в каждой точке по его длине равнодействующая всех сил, передаваемых сварным швом единичной длины, удовлетворяет следующему условию:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}, \quad (6.54)$$

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.

Независимо от ориентации плоскости сечения сварного шва относительно направления приложения силы, расчетную несущую способность сварного шва единичной длины $F_{w,Rd}$ следует определять по формуле:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a, \quad (6.55)$$

где $f_{vw,d}$ – расчетная прочность сварного шва на сдвиг.

Расчетная прочность сварного шва на сдвиг $f_{vw,d}$ следует определять по формуле:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}, \quad (6.56)$$

где f_u и β_w определены в 6.4.4.3.4.

6.4.4.4 [4.3.4 СН РК EN 1993-1-8] **Стыковые сварные швы**

Стыковой сварной шов следует считать как сварной шов с полным проваром, если по всей толщине соединения обеспечена глубина провара и сплавление металла шва и основного металла.

К стыковому сварному шву с неполным проваром относится шов с глубиной провара меньше толщины основного металла.

Применение прерывистых стыковых сварных швов не допускается.

При наличии эксцентриситета в односторонних стыковых сварных швах с неполным проваром – см. 4.12 СН РК EN 1993-1-8.

6.4.4.5 **Расчетная несущая способность стыковых сварных швов**

[4.7.1 СН РК EN 1993-1-8] **Стыковые сварные швы с полным проваром**

Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с полным проваром 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.

[4.7.2 СН РК EN 1993-1-8] **Стыковые сварные швы с неполным проваром**

Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с неполным проваром следует определять методом, приведенным в 6.4.4.3.2 (см. Рисунок 6.19) для расчета угловых сварных швов с полным проваром.

Толщина стыкового сварного шва с неполным проваром не должна превышать стабильно достигаемой глубины провара при испытании образцов, см. 6.4.4.3.2

6.4.4.6 [4.3.6 СН РК EN 1993-1-8] **Сварные швы с конусным зазором**

Расчетная высота сварного шва с конусным зазором показана на Рисунке 6.21. Для определения расчетной толщины близкого по форме сварного шва при сварке между собой замкнутых профилей прямоугольного сечения см. 7.3.1(7) СН РК EN 1993-1-8.

6.4.4.7 [4.4 СН РК EN 1993-1-8] **Сварка с применением стальной прокладки**

При сварке с применением стальной прокладки, последнюю следует выровнять заподлицо с краем свариваемой детали.

При сварке двух деталей через прокладку, толщина которой меньше катета сварного шва, необходимого для передачи усилия, требуемый катет шва следует увеличить до значения, равного толщине прокладки.

При сварке двух деталей через прокладку, толщина которой равна или больше катета сварного шва, необходимого для передачи усилия, каждую деталь следует приварить к прокладке катетом, необходимым для передачи расчетного усилия.

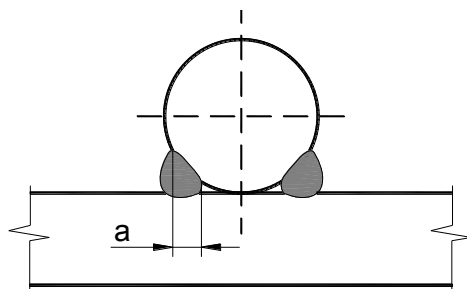


Рисунок 6.21 – Эффективная высота сварного шва с конусным зазором

6.5 [6.5] Специальные соединения для мачт

6.5.1 [6.5.1] Соединение основания мачты

Расчетное напряжение смятия сферического шарнирного соединения должно основываться на нормах проектирования шарнирных опор, см. СТ РК EN 1337-6.

Для проверки соответствия площади зоны сжатия границам опорных деталей, учитывая истинное значение угла поворота секции основания мачты (см. Рисунок 6.22) и определения изгибающих моментов, вызванных полученными эксцентриситетами, при проектировании опоры и нижней секции мачты рекомендуется применять следующие правила при определении эксцентриситетов.

Если основание мачты установлено на шаровой опоре, следует принять допущение, что точка контакта перемещается в направлении любого наклона оси мачты, поворачиваясь по опорной поверхности.

Эксцентриситеты e_u и e_o (см. Рисунок 6.22) определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} e_u &= r_1 \cdot \sin \psi_1 \\ e_o &= r_2 \cdot (\sin \psi_1 - \sin \phi) \end{aligned} \quad (6.57)$$

где r_1 – радиус выпуклой части опоры;

r_2 – радиус вогнутой части опоры и $r_2 > r_1$;

ϕ – наклон оси мачты у основания.

$$\begin{aligned} \text{при: } \psi_1 &= \frac{r_2 \cdot \phi}{r_2 - r_1} \\ \psi_2 &= \psi_1 - \phi \end{aligned} \quad (6.58)$$

Если радиус r_2 бесконечный, то это плоская поверхность, тогда значение e_o принимается равным: $e_o = r_1 \cdot \phi \cdot \cos \phi$.

Конструкция основания мачты должна обеспечивать поворот соединения базы мачты вокруг горизонтальной оси и сдерживать кручение вокруг оси мачты.

При проектировании мачты в случае соединении ее ствола жестко с фундаментом необходимо учитывать возможную осадку фундамента ствола и фундаментов оттяжек.

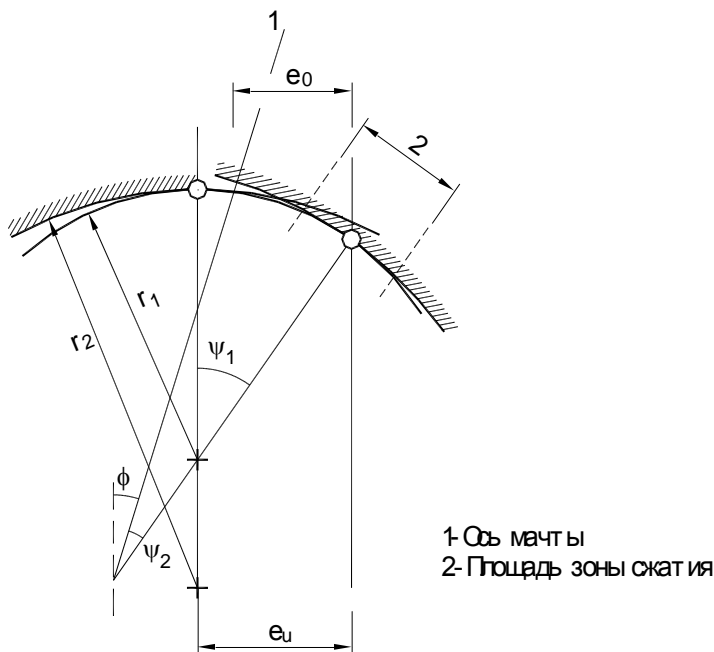


Рисунок 6.22 – Эксцентриситеты, вызванные наклоном основания мачты

6.5.2 [6.5.2] Соединения оттяжек

Все соединения оттяжек к мачте или фундаментам оттяжек должны обеспечивать свободный поворот оттяжек в горизонтальном и вертикальном направлении, см. СН РК EN 1993-1-11.

При проектировании и конструировании соединений необходимо учитывать склонность конструкций с оттяжками к скручиванию под воздействием растягивающей нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, надлежащая степень свободы горизонтального поворота шарнирных соединений может быть достигнута применением «сферической» формы отверстия под стержень шарнира в пяте. Шаровые опоры могут использоваться в исключительных обстоятельствах.

Все стержни должны быть надлежащим образом закреплены во избежание бокового перемещения при использовании, например, гайкой со шплинтом.

Планку для крепления оттяжки на мачте, а также стальную анкерную плиту фундамента крепления оттяжки необходимо проектировать с учетом воздействия на оттяжку поперечной ветровой нагрузки, нормальной к плоскости оттяжки.

Где это возможно, необходимо конструировать сварные соединения, с обеспечением проведения визуального и неразрушающего контроля при эксплуатации.

7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ. БАШНИ И МАЧТЫ

7.1 [7.1] Общие положения

При проектировании большое значение имеют следующие предельные состояния эксплуатационной пригодности:

- отклонения и повороты, оказывающие негативное воздействие на эффективную эксплуатацию конструкции, включая надлежащее функционирование антенн или обслуживание;
- вибрация, колебания или раскачивания, вызывающие потерю передаваемого сигнала;
- деформация, отклонения, вибрация, колебания, вызывающие повреждение несущих элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении к СН РК EN 1993-3-1 принято значение коэффициента безопасности $\gamma_M = 1,0$.

7.2 [7.2] Отклонения и повороты

7.2.1 [7.2.1] Требования

Максимальные отклонения и повороты необходимо определять, используя комбинации характеристических воздействий на конструкцию и на вспомогательные элементы.

Отклонения и повороты для мачт и дымовых труб с оттяжками необходимо рассчитывать с учетом воздействий второго порядка (см. СН РК EN 1993-1-1) и динамических воздействий.

7.2.2 [7.2.2] Определение предельных значений

Предельные значения определяются совместно с рассматриваемыми случаями нагружения.

В отношении вещательных и осветительных конструкций за рассматриваемые предельные значения принимаются значения горизонтального смещения и поворота верха конструкции. Предельные значения для направленных антенн устанавливаются в точке крепления направленной антенны.

ПРИМЕЧАНИЕ Предельные значения отклонений и поворотов, согласно рекомендациям 7.1 СН РК EN 1993-3-1, должны приниматься по техническим условиям в организации, уполномоченной государственным органом.

7.3 [7.3] Колебания

Башни и мачты необходимо проверять на:

- колебания, вызванные порывами ветра в направлении ветра;
- колебания, вызванные вихревыми потоками, мачт или башен с призматическими, цилиндрическими или раскосными элементами или оболочкой (вызывающими вибрации перпендикулярно направлению ветра);
- галопирование, вызывающее вибрации оттяжек;
- колебания, вызванные воздействием ветра и дождя.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Подробная информация о динамических воздействиях изложена в EN 1991-1-4 и в 2.3.1, соответствующем Приложению В СН РК EN 1993-3-1, а также в 11.3.3.2, соответствующем Приложению В СН РК EN 1993-3-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Колебания могут вызвать быстрое развитие усталостных повреждений, см. СН РК EN 1993-1-9.

Если предполагается, что решетчатые башни и мачты или дымовые трубы с оттяжками будут подвергаться колебаниям, вызванным ветром (если при проектировании не будут предприняты иные меры для их снижения), то, при необходимости, исходя из опыта, следует предусмотреть установку демпфирующих устройств, в соответствии с указаниями 11.3.3.2, соответствующими Приложению В СН РК EN 1993-3-2.

8 ПРОЕКТИРОВАНИЕ В КОМПЛЕКСЕ С ИСПЫТАНИЯМИ. БАШНИ И МАЧТЫ

8.1 [8(1) – 8(4)] Общие положения

При проектировании, сопровождаемом испытанием, необходимо руководствоваться положениями, установленными в СН РК EN 1990.

Испытания необходимы при следующих обстоятельствах:

- при отсутствии адекватных расчетных моделей;
- при применении большого количества однотипных конструкций;
- для проверки допущений, принятых при проектировании. См. Приложение D СН РК EN 1990.

Если значения логарифмического декремента конструкционного затухания δ_s , приведенные в Таблице 2.7, считаются неподходящими для решетчатых опор и мачт, состоящих из цилиндрических элементов, поддерживающих или содержащих таковые, можно произвести испытания для определения этих значений.

ПРИМЕЧАНИЕ Руководство по определению δ_s приведено в Разделе 17 пособия, соответствующего Приложению D СН РК EN 1993-3-2.

Формы колебаний более высокого порядка, чем основные, могут иметь важное значение, в частности, для мачт с оттяжками. Это необходимо учитывать при определении соответствующего логарифмического декремента конструкционного затухания.

Необходимо также учитывать тот факт, что частота колебаний может меняться в соответствии с условиями нагружения, рассматриваемыми, к примеру, в безветрие, при ветре или при гололедной нагрузке.

9 УСТАЛОСТЬ. БАШНИ И МАЧТЫ

9.1 [9.1] Общие положения

При проверке усталости применяются положения СН РК EN 1993-1-9.

Необходимо рассмотреть влияние наличия дополнительных моментов, которые еще не учтены, в решетчатых башнях и мачтах на усталостную прочность.

9.2 [9.2] Усталостное нагружение

9.2.1 [9.2.1] Линейные колебания

Нет необходимости в выполнении расчета на усталость решетчатых башен от линейных колебаний (без учета колебаний, вызванных боковым ветром) в результате воздействия порывистого ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ Для мачт с оттяжками, категория деталей элементов которых превышает 71 Н/мм², усталостная долговечность конструкций, подверженных линейным колебаниям (без учета колебаний, вызванных боковым ветром) в результате воздействия порывистого ветра, может быть принята больше 50 лет.

В других случаях необходимо обратить особое внимание на выбор деталей и выполнять проверку на усталость.

ПРИМЕЧАНИЕ Проверку на усталость от линейных колебаний см. в СН РК EN 1991-1-4. Можно использовать следующий упрощенный метод:

а) Оценка характера усталостного нагружения, вызванного порывистым ветром, производится путем определения ежегодной продолжительности действия различных средних скоростей ветра для различных направлений на основе метеорологических отчетов в районе строительной площадки. Затем предполагается, что колебания средней скорости имеют статистически нормальное распределение со стандартным отклонением напряжения, соответствующего $G/4$ раза напряжению, вызванному ветром средней скорости. Соответствующий поправочный коэффициент ветрового напора можно определить следующим образом:

$$G = c_e(z) \cdot c_s c_d - 1,$$

где $c_e(z)$ – коэффициент воздействий, см. СН РК EN 1991-1-4 и Подраздел 2.3 пособия;

$c_s c_d$ – конструкционный коэффициент (см. СН РК EN 1991-1-4), определяемый в соответствии с 2.3.1 данного пособия.

б) Допускается, что диапазон напряжений $\Delta\sigma_{Si}$ может быть в 1,1 раза больше разности напряжения в результате включения поправочного коэффициента ветрового напора G и напряжения в результате воздействия ветра средней скорости в течение 10 минут. Эквивалентное количество циклов N_i можно рассчитать по формуле

$$N_i = 10^5 T / 50, \quad (9.1)$$

где T – расчетный срок эксплуатации конструкции в годах.

9.2.2 [9.2.2] Вибрации, вызванные вихреобразованием при боковом ветре

Усталостное нагружение башен и мачт с оттяжками, состоящих из призматических, цилиндрических или раскосных элементов, поддерживающих или содержащих таковые, определяется на основе максимальной амплитуды при соответствующей форме колебаний и количестве циклов нагружения N .

ПРИМЕЧАНИЕ См. усталостные воздействия в Приложении Е к СН РК EN 1991-1-4.

9.2.3 [9.2.3] Реакция отдельных элементов

Необходимо произвести оценку воздействия бокового ветра на отдельные гибкие элементы.

ПРИМЕЧАНИЕ См. усталостные воздействия в Приложении Е к СН РК EN 1991-1-4. Ограничения гибкости, приведенные в 6.3.3.2 и 6.3.3.3 данного пособия, как правило, достаточны для предотвращения такого воздействия. Увеличение затухания (трение, дополнительные гасители колебаний) является практическим средством подавления таких колебаний в случае их возникновения.

9.3 [9.3] Усталостная прочность

См. СН РК EN 1993-1-9, в который включена усталостная прочность типовых элементов башен, дымовых труб и мачт с оттяжками.

9.4 [9.4] Оценка безопасности

Оценка безопасности для усталости должна быть произведена согласно Раздела 8 СН РК EN 1993-1-9, с использованием формулы

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_E, \quad (9.2)$$

где λ – эквивалентный коэффициент перехода $\Delta\sigma_E$ к $N_c = 2 \times 10^6$ циклам;

$\Delta\sigma_E$ – диапазон напряжений, связанный с N циклами (см. Подраздел 9.2), с учетом коэффициента концентрации напряжений, где необходимо.

Эквивалентный коэффициент λ можно определить следующим образом:

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}}, \quad (9.3)$$

где m – наклон кривой $S - N$.

9.5 Частные коэффициенты для усталостной прочности

Частные коэффициенты безопасности для усталостной прочности должны соответствовать указанному в Разделе 3 и в 6.2 СН РК EN 1993-1-9.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении приняты значения коэффициентов: $\gamma_{FF} = 1,00$ и γ_{MF} приведен в Таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Рекомендованные значения частных коэффициентов безопасности γ_{MF} для сопротивления усталости

Метод оценки	Последствия разрушения	
	Малые последствия	Большие последствия
Работоспособности при повреждении	1,00	1,15
Безопасного ресурса	1,15	1,35

9.6 [9.6] Усталость оттяжек

Проверка усталостного поведения оттяжек производится в порядке, приведенном в СН РК EN 1993-1-11.

10 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

10.1 Область применения

10.1.1 Общие сведения

Информация о нормативно-технических пособиях к другим частям СН РК EN 1993 и области их применения приведена в Разделе 1 настоящего пособия.

10.1.2 Область применения нормативно-технического пособия в части, относящейся к СН РК EN 1993-3-2

10.1.2.1 [1.1(1), здесь и далее СН РК EN 1993-3-2] Разделы 10 – 18 настоящего пособия, относящиеся к дымовым трубам, следует применять при проектировании конструкций вертикальных стальных дымовых труб круглого или конического сечения. В них рассмотрены дымовые трубы свободностоящие, опирающиеся на промежуточных уровнях или закрепленные оттяжками.

Положения Разделов 10 – 18 дополняют положения Разделов 1 – 9.

В Разделе 19 приведена информация для изготовления (строительства) башен, мачт и дымовых труб, дополнительная к СТ РК EN 1090-2.

10.1.2.2 [1.1(3)] Разделы 10 – 18 данного пособия рассматривают только требования к сопротивлению (прочности, устойчивости и усталости) стальных дымовых труб.

ПРИМЕЧАНИЕ В данном контексте (т.е. сопротивления) термин дымовая труба относится к:

- а) конструкциям дымовых труб;
- б) стальным цилиндрическим стволам башен;
- с) стальным цилиндрическим стволам мачт с оттяжками.

10.1.2.3 [1.1(4)] Положения, касающиеся таких аспектов, как химическое воздействие, термодинамические характеристики или тепловая изоляция, рассмотрены в СТ РК EN 13084-1. Проектирование газоотводящей (обсадной) трубы см. СТ РК EN 13084-6.

10.1.2.4 [1.1(5)] Фундаменты из железобетона для стальных дымовых труб рассмотрены в СН РК EN 1992 и СН РК EN 1997. См. также 4.7 и 5.4 СТ РК EN 13084-1.

10.1.2.5 [1.1(6)] Ветровые нагрузки рассмотрены в Разделе 2 настоящего пособия (в соответствии с положениями СН РК EN 1991-1-4).

ПРИМЕЧАНИЕ Методы определения усилий от ветра для дымовых труб с оттяжками установлены в Разделе 2 данного пособия (в соответствии с Приложением В СН РК EN 1993-3-1).

10.1.2.6 [1.1(7)] Разделы 10 - 18 данного пособия не рассматривают специальные требования по проектированию с учетом сейсмических воздействий, которые приведены в СН РК EN 1998-6. См. также 5.2.4.1 СТ РК EN 13084-1.

10.1.2.7 [1.1(8)] Положения для оттяжек и их приспособлений установлены в Разде-

лах 1 – 9 данного пособия (приведенные в соответствии с положениями СН РК EN 1993-3-1 и СН РК EN 1993-1-11).

10.1.2.8 [1.1(9)] В отношении изготовления (строительства) стальных дымовых труб необходимо ссылаться на СТ РК EN 1090-2 и СТ РК EN 13084-1.

ПРИМЕЧАНИЕ Изготовление (строительство) рассматривают в том смысле, что необходимо указать качество строительных материалов и изделий, подлежащих использованию, и стандарт качества изготовления на месте, который должен соответствовать положениям правил проектирования.

10.1.2.9 [1.1(10)] В Разделах 10 – 18 данного пособия рассмотрены следующие вопросы:

Раздел 10 Общие положения;

Раздел 11 Основы проектирования;

Раздел 12 Материалы;

Раздел 13 Долговечность;

Раздел 14 Расчет конструкций;

Раздел 15 Критические предельные состояния;

Раздел 16 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности;

Раздел 17 Проектирование, сопровождаемое испытанием;

Раздел 18 Усталость.

10.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего нормативно-технического пособия (в части Разделов 10 – 18, относящихся к дымовым трубам, и Раздела 19) необходимы следующие ссылочные нормативные документы, в дополнение к указанным в 1.2 настоящего пособия, (для недатированных ссылок применяют их последнее издание, включая изменения):

СН РК EN 1993-1-6:2007/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-6. Прочность и устойчивость оболочек».

НТП РК 03-01-6.1-2011 Пособие «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-6. Прочность и устойчивость оболочек».

СН РК EN 1992 «Проектирование железобетонных конструкций».

СН РК EN 1997 «Геотехническое проектирование».

СТ РК EN 13084-1-2011 «Трубы дымовые свободностоящие. Часть 1. Общие требования».

СТ РК EN 13084-6-2011 «Трубы дымовые свободностоящие. Часть 6. Стальные внутренние трубы. Проектирование и монтаж».

СТ РК EN 13084-7-2011 «Трубы дымовые свободностоящие. Часть 7. Стальные цилиндрические элементы, применяемые в одностенных стальных дымоходах и в стальных внутренних трубах. Технические условия на продукцию».

СТ РК СТБ EN 10088-2011 «Стали нержавеющей».

ОСТ 45.27 «Система стандартов безопасности труда. Металлические мачты и башни радиопредприятий. Общие требования безопасности».

РД 43.21.122 «Инструкция по устройству молниезащиты зданий и сооружений».

ВСН 1 «Инструкция по проектированию молниезащиты радиообъектов».

РД 45.162 «Комплексы сетей сотовой и спутниковой подвижной связи общего пользования».

EN 10028 «Прокат плоский стальной для работы под давлением».

EN 10095 «Стали жаростойкие и никелевые сплавы».

EN ISO 3834 «Требования к качеству сварки плавлением металлических материалов».

EN ISO 14554 «Требования к качеству сварки. Электрическая контактная сварка металлических материалов».

СТ РК ISO 15609-2008 «Технические требования и оценка процедур сварки металлических материалов. Технические требования к процедуре сварки». [1.2(1)].

10.3 Условия применения

См. Подраздел 1.3 данного пособия.

10.4 Различия между принципами и правилами применения

См. Подраздел 1.4 данного пособия.

10.5 Термины и определения

В Разделах 10 – 18 настоящего пособия применяют термины и определения, приведенные в СН РК EN 1990 для общего применения.

В дополнение к терминам для Разделов 1 – 9 данного пособия, в Разделах 10 – 18 применяют нижеприведенные определения. Определения, используемые для конструкций дымовых труб, показаны на Рисунке 10.1.

Дымовая труба (chimney) – вертикальное стальное сооружение или строительные конструкции, которые выводят отработанные газы или другие газообразные продукты сгорания, приточный или отработанный воздух в окружающую среду.

Свободностоящая дымовая труба (self-supported chimney) – дымовая труба, несущий ствол которой не имеет соединений ни с одной конструкцией над опорным уровнем.

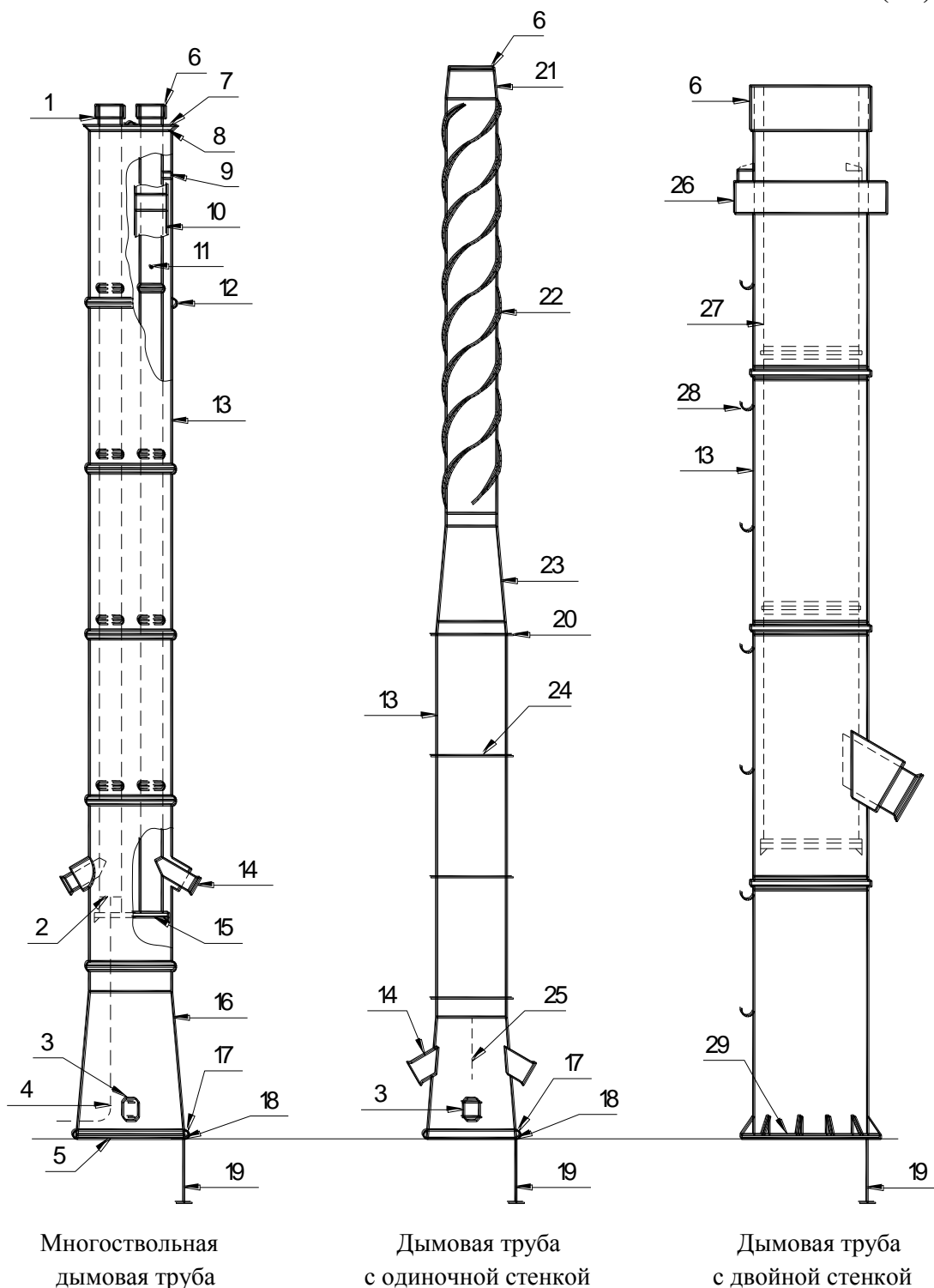
Дымовая труба, закрепленная оттяжкой (guyed chimney) – дымовая труба, несущий ствол которой закреплен посредством оттяжек на одном или нескольких уровнях по высоте.

Дымовая труба с одиночной стенкой (single-wall chimney) – дымовая труба, несущий ствол которой также выводит газообразные продукты сгорания. Она может иметь теплоизоляционный слой и/или внутреннюю футеровку.

Дымовая труба с двойной стенкой (double-wall chimney) – дымовая труба, состоящая из наружного стального несущего ствола и одной внутренней газоотводящей трубы, которая выводит газообразные продукты сгорания.

Многоствольная дымовая труба (multi-flue chimney) – группа из двух или более структурно взаимосвязанных дымовых труб или группа из двух или более газоотводящих труб внутри оболочки несущего ствола.

Газоотводящая труба (liner) – структурный элемент (мембрана) системы футеровки, находящийся внутри оболочки несущего ствола.



1 – галстук; 2 – промежуточное устройство; 3 – смотровой люк; 4 – дренажная труба; 5 – основание или несущая плита; 6 – оголовок; 7 – верхняя плита; 8 – угол оголовка; 9 – боковые опоры; 10 – изоляция из минеральной ваты; 11 – газоотводящие трубы; 12 – соединительный фланец; 13 – оболочка несущего ствола; 14 – входное отверстие; 15 – основание газоотводящей трубы; 16 – конус основания; 17 – опорное кольцо; 18 – опорная конструкция; 19 – фундаментные болты; 20 – возможное кольцо жесткости; 21 – верхний конус; 22 – спиралевидные аэродинамические стабилизаторы; 23 – промежуточный конус; 24 – соединительный фланец; 25 – разделительная перегородка; 26 – демфирующее устройство; 27 – газоотводящая труба; 28 – ступеньки-скобы; 29 – опорная плита

Рисунок 10.1 – Определения, используемые для дымовых труб

Система футеровки (lining system) – общая система, при ее наличии, которая отделяет газообразные продукты сгорания от оболочки несущего ствола. Она включает газотводящую трубу и ее опоры, промежуток между газотводящей трубой и оболочкой несущего ствола и изоляцию при ее наличии.

Оболочка несущего ствола (structural shell) – основная несущая нагрузку стальная конструкция дымовой трубы, не включая фланцы.

Аэродинамическое устройство (aerodynamic device) – устройство, которым снабжают дымовую трубу для уменьшения вихревого возбуждения без увеличения конструкционного демпфирования.

Демпфирующее устройство (damping device) – устройство, которым снабжают дымовую трубу для уменьшения колебаний вихревого происхождения путем увеличения конструкционного демпфирования.

Спойлер (spoiler) – устройство, присоединяемое к поверхности дымовой трубы с целью уменьшения реакции бокового ветра.

Спиралевидные пояса, кожухи или перекладины (helical strakes, shrouds or slats) – устройства, присоединяемые к наружной поверхности дымовой трубы для уменьшения реакции бокового ветра.

Опорная плита (base plate) – горизонтальная плита, закрепленная у основания дымовой трубы.

Фундаментный болт (anchor bolt) – болт, используемый для присоединения дымовой трубы к фундаменту.

Кольца жесткости (stiffening rings) – горизонтальные элементы, используемые для предотвращения овализации и сохранения круглой формы оболочки дымовой трубы в процессе изготовления и транспортировки. Горизонтальные элементы, используемые для обеспечения жесткости у вырезов и отверстий или может быть при изменениях уклона оболочки конструкции [1.5].

10.6 Символы и условные обозначения

10.6.1 В дополнение к символам и условным обозначениям, установленным в Разделе 1, в Разделах 10 – 18 используют следующие основные обозначения:

c – допуск на коррозию;

N – количество циклов;

b – диаметр;

d – диаметр болта;

h – высота;

m – уклон;

t – время;

w – давление ветра;

ref – ссылка;

crit – критическая величина;

ext – наружный;

F – нагрузка;

f – усталость;

int – внутренний;

lat – поперечный (боковой ветер);

top – верхняя часть;

R – разрыв;

$Temp$ – температура;

λ – коэффициент эквивалентности;

η – коэффициент для учета эффектов второго порядка.

10.6.2 Дополнительные обозначения определены там, где они встречаются впервые [1.6].

11 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

11.1 Требования

11.1.1 [2.1.1] Основные требования

Дымовая труба должна быть спроектирована таким образом, чтобы она соответствовала основным требованиям, установленным в СН РК EN 1993-1-1, СН РК EN 1990 и СТ РК EN 13084-1, при условии того, что она является соответствующим образом смонтированной и технически обслуживаемой.

Проект конструкции дымовых труб, закрепленных оттяжками, должен быть разработан согласно соответствующим пунктам СН РК EN 1993-3-1, а также СН РК EN 1993-3-2.

11.1.2 Обеспечение надежности

11.1.2.1 [2.1.2] Для проверок критических предельных состояний дымовых труб могут быть приняты различные уровни надежности в зависимости от возможных экономических и социальных последствий их разрушения.

11.1.2.2 [А.1] Классификация надежности стальных дымовых труб выполняется путем применения классов надежности, приведенных в Таблице 11.1, в соответствии с рекомендациями Приложения А СН РК EN 1993-3-2.

Таблица 11.1 – Классификация надежности для дымовых труб

Класс надежности	
3	Дымовые трубы, возведенные в стратегических местах, таких как атомные электростанции, или густо населенных пунктах городского типа. Высокие дымовые трубы в населенных промышленных пунктах, где экономические и социальные последствия их разрушения будут очень большими
2	Обычные дымовые трубы в промышленных пунктах или местах, которые нельзя отнести к классу 1 или классу 3
1	Дымовые трубы, возведенные в открытой сельской местности, разрушение которых не причинит ущерба. Дымовые трубы высотой менее 16 м в ненаселенных пунктах.

11.1.2.3 [А.2] Частные коэффициенты воздействий принимаются в зависимости от класса надежности дымовой трубы. Значения частных коэффициентов для постоянных γ_G и для переменных воздействий γ_Q приведены в Таблице 11.2.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При выборе частных коэффициентов для постоянных воздействий γ_G и для переменных воздействий γ_Q можно учесть доминирующее влияние воздействия ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При расчете с учетом динамической (пульсационной) составляющей ветрового воздействия применяют коэффициент воздействия γ_Q . [Приложение А].

Таблица 11.2 – Частные коэффициенты для постоянных и переменных воздействий

Тип эффекта	Класс надежности	Постоянные воздействия	Переменные воздействия
Неблагоприятный	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Благоприятный	Все классы	1,0	0,0
Аварийные ситуации		1,0	1,0

11.2 Принципы расчета по предельным состояниям

См. Подраздел 2.2 данного пособия.

11.3 Воздействия и влияния окружающей среды

11.3.1 [2.3.1] Общие положения

Должны выполняться общие требования Раздела 4 СН РК EN 1990.

Прочность и устойчивость дымовых труб проверяют на воздействия, рассмотренные в Пунктах 11.3.2 и 11.3.3.

11.3.2 [2.3.2] Постоянные воздействия

При вычислении собственной массы следует учесть полную толщину стальной конструкции без потерь вследствие коррозии.

Постоянные воздействия должны включать расчетный вес всех постоянных конструкций и других элементов, включая фитинги, изоляцию, нагрузку от пыли, налипшую золу, покрытия и другие нагрузки. Вес дымовой трубы и ее футеровки определяют в соответствии с СН РК EN 1991-1-1, учитывая продолжительные воздействия газообразной среды или влажности на плотность футеровки, если это является важным.

11.3.3 [2.3.3] Переменные воздействия

11.3.3.1 Временные нагрузки

Временные нагрузки необходимо учитывать на площадки и перильные ограждения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В Национальном Приложении приняты следующие по временные нагрузки:

- временные нагрузки на площадки: $2,0 \text{ кН/м}^2$;
- горизонтальные нагрузки на перильные ограждения: $0,8 \text{ кН/м}$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Допускается, что данные нагрузки действуют при отсутствии других климатических нагрузок. [2.3.3.2]

11.3.3.2 [2.3.3.2;B.1] Воздействия ветра

11.3.3.2.1 Общие положения

Воздействие ветра принимать по Разделу 2 данного пособия и по СН РК EN 1991-1-4.

Ветровые нагрузки применяют к наружным поверхностям дымовой трубы в целом и к вспомогательным элементам, например, к лестнице. Кроме сил сопротивления, возникающих от порывистого ветра, действующих, как правило, в направлении ветра, необходимо учитывать силы, возникающие вследствие вихревого потока, которые вызывают вибрации дымовой трубы.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендации для дымовых труб, закрепленных оттяжками, см. также в Пункте 2.3.2 данного пособия.

Другие воздействия ветра, например, вследствие неравномерного распределения давления ветра (овализации) или эффектов интерференции, необходимо учитывать, если превышены соответствующие критерии, см. 14.2.1.

Воздействия, вызванные интерференционным галопированием или классическим галопированием, оценивают в соответствии с СН РК EN 1991-1-4.

Если предполагают, что дымовые трубы будут подвержены чрезмерным колебаниям ветра, то для уменьшения этого принимают меры при проектировании или путем установки демпфирующих устройств, см. 11.3.3.2.2 - 11.3.3.2.6, соответствующие Приложению В СН РК EN 1993-3-2.

11.3.3.2.2 [B.1] При наличии обоснования с помощью стандартных аэродинамических и вибрационно-инженерных методов, вибрации можно эффективно уменьшить путем применения таких отдельных средств или их сочетания, как:

- аэродинамические устройства, такие как спиралевидные пояса, спойлеры или кожухи;
- поглотители вибраций;
- канаты с демпфирующими устройствами;
- непосредственное демпфирование (в фиксированной точке).

11.3.3.2.3 [В.2] Аэродинамические средства

Аэродинамические средства, такие как пояса, кожухи или перекладины, которые нарушают равномерность вихревого потока, можно использовать для уменьшения возмущающей силы. Стальные дымовые трубы со спиралевидными поясами можно проектировать, используя следующие критерии, при условии, что число Скрутона больше 8 (см. Приложение Е к СН РК EN 1991-1-4). Для других аэродинамических средств необходимо привести независимое доказательство эффективности данных средств, такие как результаты испытаний в аэродинамической трубе.

Если спиралевидные пояса расположены в верхней части дымовой трубы, то основную величину повышающего коэффициента бокового ветра c_{lat} , для общей высотой дымовой трубы можно умножить на коэффициент α , полученный из:

$$\alpha = \left(1 - \frac{\ell_s}{h}\right)^3, \quad (11.1)$$

где ℓ_s – длина оболочки, оснащенной поясами;

h – общая высота дымовой трубы.

Формулу (11.2) используют только при условии, что геометрические характеристики таких спиралевидных поясов являются следующими:

- трехзаходные пояса;
- шаг поясов $h_s = 4,5b$ до $5,0b$;
- ширина поясов $t = 0,10b$ до $0,12b$;
- пояса располагаются на длине ℓ_s , составляющей, по меньшей мере, $0,3h$, и, как правило, находящейся в пределах между $0,3h$ и $0,5h$. Тем не менее, допускается верхняя часть, не превышающая $1,0b$ без поясов, которая может быть включена в длину ℓ_s в Формуле (11.1);

где b – диаметр дымовой трубы.

ПРИМЕЧАНИЕ В выше установленном расчете используют подход 1 Приложения Е к СН РК EN 1991-1-4. При вычислении амплитуд поперечного ветра коэффициент корреляционной (приведенной) длины K_w принимают равным 1,0 (см. Е.1.5.2.1 в СН РК EN 1991-1-4).

Для двух или более одинаковых дымовых труб, расположенных близко друг от друга, пояса могут быть менее эффективными, чем установлено в Формуле (11.2). Если межцентровое расстояние между дымовыми трубами составляет менее $5d$, то необходимо провести специальное исследование эффектов использования поясов для вихревого потока, иначе пояса считаются неэффективными.

Обеспечение поясами или кожухами увеличит коэффициент сопротивления сечения дымовой трубы, на котором они установлены. Для поясов, высота которых составляет до $0,2$ диаметра дымовой трубы, коэффициент сопротивления принимается равным $1,2$ общего диаметра (т. е. включая высоту поясов).

11.3.3.2.4 [B.3] Поглотитель динамической вибрации

Для уменьшения вибраций можно использовать поглотитель динамической вибрации, например, виброгаситель с вспомогательной массой на упругой опоре. Демпфирующее устройство должно быть спроектировано с учетом массы, собственной частоты, демпфирующих и других важных параметров для увеличения демпфирования конструкции.

Требуемую интенсивность эффективного демпфирования определяют из анализа вибраций поперечного ветра, включая усталостные эффекты.

Необходимо провести испытания для проверки способности системы к функционированию, адаптации частоты и демпфированию. Необходимо подготовить сертификат, который устанавливает с помощью испытаний, что полученное демпфирование соответствует проведенному анализу.

Если необходимо установить демпфирующие устройства, то производителям следует определить, через какие промежутки времени необходимо проводить контроль и/или техническое обслуживание демпфирующего устройства.

11.3.3.2.5 [B.4] Канаты с демпфирующими устройствами

Для обеспечения дополнительного демпфирования используют канаты с демпфирующим устройством.

Эффективность таких средств гашения необходимо доказать с помощью соответствующих испытаний, которые проводят на построенной дымовой трубе.

Если концы канатов прочно зафиксированы, то также необходимо провести оценку проекта конструкции на максимальную ветровую нагрузку, включая канаты.

11.3.3.2.6 [B.5] Непосредственное демпфирование

При наличии около дымовой трубы на достаточной высоте фиксированной точки непосредственное демпфирование можно обеспечить путем установки демпфирующего элемента между дымовой трубой и фиксированной точкой для определенной рассматриваемой формы колебаний.

ПРИМЕЧАНИЕ Для соединенных идентичных дымовых труб с одинаковой собственной частотой не допускается увеличение демпфирования конструкции вследствие их соединения.

11.3.3.3 [2.3.3.3] Внутренние давления

Если возможны случаи, которые могут привести к отклоняющемуся от нормы пониженному давлению или повышенному давлению, то данные случаи рассматривают как случайные (аварийные) нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Пониженное давление можно определить, например, из скорости газового потока, плотности газа, общего сопротивления потоку и условий окружающей среды, см. СТ РК EN 13084-1, Приложение А.

11.3.3.4 [2.3.3.4] Температурные воздействия

Температурное воздействие может состоять из равномерно распределенной по конструкции температуры и воздействия перепада температур, вызванного влиянием метеорологических условий и эксплуатации, включая влияния, возникающие из потока реального газа.

Температурные климатические воздействия см. в СН РК EN 1991-1-5.

Также необходимо учесть температуры, вызванные влиянием эксплуатации и возникающие вследствие потока реального газа, см. СТ РК EN 13084-1 и СТ РК EN 13084-6.

11.3.3.5 [2.3.3.5] Нагрузки от обледенения

Для дымовых труб, которые будут подвержены нагрузкам от обледенения, определяют соответствующую толщину льда, его плотность и распределение.

ПРИМЕЧАНИЕ Более подробная информация по нагрузкам от обледенения установлена в Пункте 2.3.2 данного пособия (в соответствии с Пунктом 2.3.2 СН РК EN 1993-3-1).

11.3.3.6 [2.3.3.6] Сейсмические воздействия

Сейсмические воздействия определяют по СН РК EN 1998-6. Также см. СТ РК EN 13084-1.

11.3.3.7 [2.3.3.7] Возгорание

Необходимо рассматривать опасность возгорания внутри дымовой трубы.

ПРИМЕЧАНИЕ Возгорания в дымовых трубах могут быть вызваны воспламенением:

- несгоревшего топлива, прошедшего через присоединенный бойлер или печь;
- несгоревшего выброса углеводорода, следующего за разрывом печной трубы;
- слоя нагара и выделений серы;
- любых выделений, например, из текстильной промышленности, смазки или конденсатов.

Конструкция, несущая нагрузку, не должна подвергаться разрушению вследствие воздействия возгорания, и другие части вблизи дымовой трубы не должны нагреваться до их температуры воспламенения. Если существует опасность возгорания, необходимо обеспечить наличие соответствующего противопожарного покрытия. См. СТ РК EN 13084-6 и СТ РК EN 13084-7.

11.3.3.8 [2.3.3.8] Химические воздействия

Химические воздействия см. в СТ РК EN 13084-1.

11.4 [2.4] Проверки критических предельных состояний

Расчетные величины воздействий и комбинации воздействий см. в СН РК EN 1990.

В дополнение к критическому предельному состоянию и оценке усталости важными при проектировании могут быть предельные амплитуды предельного состояния по эксплуатационной пригодности (см. Раздел 16).

ПРИМЕЧАНИЕ Частные коэффициенты для критических предельных состояний см. в 11.1 данного пособия.

11.5 [2.5] Геометрические характеристики

Жесткость и прочность конструктивных частей определяют с использованием номинальных геометрических характеристик, учитывая допуски на коррозию или воздействие температуры, если это является важным, см. Разделы 12 и 14 данного пособия.

11.6 [2.6] Долговечность

Требования к долговечности должны удовлетворять оценке усталости (см. Раздел 18) и соответствующему выбору расчетной толщины оболочки (см. Раздел 13) и/или соответствующей защите от коррозии. Также см. Раздел 4 СН РК EN 1993-1-1 [2.6].

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении рекомендовано принимать расчетный срок службы конструкции 30 лет, если в техническом задании не оговорено другое значение.

12 МАТЕРИАЛЫ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

12.1 Общие положения

Общие положения изложены в СН РК EN 1993-1-1, СН РК EN 1993-1-3 и СН РК EN 1993-1-4, а также в Разделе 3 данного пособия.

12.2 Конструкционная сталь

12.2.1 [3.2.1] Свойства материала

Соответствующее внимание следует уделить изменению механических свойств стали вследствие температуры окружающей среды и рабочей температуры, см. 12.2.2.

Для температур, превышающих 400°C, необходимо рассмотреть эффекты ползучести вследствие температуры во избежание разрыва при ползучести.

Требования к вязкости конструкционной стали см. в СН РК EN 1993-1-10.

12.2.2 [3.2.2] Механические свойства конструкционной углеродистой стали

Механические свойства конструкционной углеродистой стали S235, S275, S355, S420, S460 и стали, стойкой к атмосферной коррозии, S235, S275, S355 см. в СН РК EN 1993-1-1.

Свойства сталей при более высоких температурах приведены в Таблицах 12.1 и 12.2 данного пособия (в соответствии с СТ РК EN 13084-7).

12.2.3 [3.2.3] Механические свойства нержавеющей стали

Механические свойства нержавеющей стали см. в СН РК EN 1993-1-4, которые действительны для температур до 400°C. Свойства при более высоких температурах см. в СТ РК СТБ EN 10088 и СТ РК EN 13084-7.

12.3 Соединения

Материал соединений, сварочные материалы и т. д. см. в Разделе 6 настоящего пособия и в СН РК EN 1993-1-8 [3.3].

Таблица 12.1–Характеристические значения предела текучести в зависимости от температуры ($f_{y,k}$ Н/мм²)

Тип стали		Температура материала до градусов С																					
Сокращение	Материал	20	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	
СТ РК EN 10025-2																							
S235JRG1	1.0036	235	235	190	175	160	140	120															
S235JRG2	1.0038	235	235	190	175	160	140	120															
S235J2G3	1.0116	235	235	190	175	160	140	120															
S275JR	1.0044	275	275	215	200	185	165	145	125	104													
S275J2G3	1.0144	275	275	215	200	185	165	145	125	104													
S355J2G3	1.0570	355	355	260	245	230	210	190															
Использование	Ветровой щит и обсадная труба																						
СТ РК EN 10025-5																							
S235JRW	1,8960	235	235	190	175	160	140	120															
S235J2W	1,8961	235	235	190	175	160	140	120															
S355J2WP	1,8946	355	355	260	245	230	210	190															
S355J2G1W	1,8963	355	355	260	245	230	210	190	170	140	120	85											
Использование	Ветровой щит и обсадная труба																						
EN 10028																							
P265GH	1.0425	255	247	232	215	197	181	166	154	145	80												
16Mo3	1,5415	270	268	259	245	228	209	190	172	156	145	139											
13CrMo4-5	1,7335	290	285	275	260	243	226	209	194	180	169	159	76										
10CrMo9-10	1,7380	300	270	249	238	232	227	221	211	198	185	173	83	44									
Использование	Ветровой щит и обсадная труба																						
СТ РК СТБ EN 10088																							
X5CrNi18-10	1,4301	195	177	157	142	127	118	110	104	98	95	92	90										
X6CrNiTi18-10	1,4541	205	190	176	167	157	147	136	130	125	121	119	118										
X6CrNiMoTi17-12-2	1,4571	215	202	185	177	167	157	145	140	135	131	129	127										
X2CrNiMo17-12-2	1,4404	190	182	166	152	137	127	118	113	108	103	100	98										
X2CrNiMo18-14-3	1,4435	190	182	166	152	137	127	118	113	108	103	100	98										
X1NiCrMoCu25-20-5	1,4539	220	190	175	165	155	145	135	130	125	120	110	105										
Использование	Ветровой щит и обсадная труба																						
EN 10095																							
X8CrNiTi18-10	1,4878	205	190	176	167	157	147	136	130	125	121	119	118	110	77	45	30	15					
X15CrNiSi25-21	1,4841	230	190	176	167	157	147	136	130	125	121	120	112	105	77	50	37	23	16	10	6	3	
X15CrNiSi20-12	1,4828	230	190	176	167	157	147	136	130	125	121	120	120	120	85	50	35	20	14	10			
Использование	Ветровой щит и обсадная труба																						
												Только обсадные трубы											
Значения приведены для материала толщиной до 40 мм. Вышеуказанные значения действительны для холодноформованных материалов. Если значение отсутствует, то материал неприменим.																							

**Таблица 12.2 – Характеристические значения модуля упругости (10^5 Н/мм²)
в зависимости от температуры**

Тип стали			Температура материала до °C								
	Сокращение	Мате-риал	20	150	250	350	450	500	550	600	650÷1000
СТ РК EN 10025-2	S235JRG1	1.0036	2,1	2,05	2,0	1,92					
	S235JRG2	1.0038									
	S235J2G3	1.0116									
	S275JR	1.0044									
	S275J2G3	1.0144									
	S355J2G3	1.0570									
СТ РК EN 10025-5	S235JRW	1.8960									
	S235J2W	1.8961									
	S355J2WP	1.8946									
	S355J2G1W	1.8963									
EN 10028	P265GH	1.0425	2,1	2,05	2,0	1,92	1,84	1,8			
	16Mo3	1.5415									
	13CrMo4-5	1.7335									
	10CrMo9-10	1.7380									
СТ РК СТБ EN 10088	X5CrNi18-10	1.4301	1,7 2,0 ^a	1,64 1,94 ^a	1,56 1,86 ^a	1,49 1,79 ^a	1,42 1,72 ^a	1,385 1,685 ^a	1,35 1,65 ^a	1,315 1,615 ^a	
	X6CrNiTi18-10	1.4541									
	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571									
	X2CrNiMo17-12-2	1.4404									
	X2CrNiMo18-14-3	1.4435									
	X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539									
EN 10095	X8CrNiTi18-10	1.4878	1,7 2,0 ^a	1,64 1,94 ^a	1,56 1,86 ^a	1,49 1,79 ^a	1,42 1,72 ^a	1,385 1,685 ^a	1,35 1,65 ^a	1,315 1,615 ^a	
	X15CrNiSi25-21	1.4841									
	X15CrNiSi20-12	1.4828									
^a для вычисления напряжений сжатия											

13 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

13.1 [4.1] Допуск на коррозию

Если для подверженных воздействию коррозии поверхностей делают допуск на коррозию, то расчеты на прочность и усталость должны быть основаны на толщине стали, подвергнутой действию коррозии, если только толщина, не подвергнутая действию коррозии, не приводит к более неблагоприятному напряженному состоянию.

Допуск на коррозию должен быть равен сумме наружных (c_{ext}) и внутренних допусков (c_{int}), как установлено ниже. Где это необходимо, данные допуски применяют ко всему или к части каждого 10-летнего периода.

Общий допуск прибавляют к толщине, необходимой для удовлетворения требований к прочности и устойчивости элементов.

13.2 [4.2] Наружный допуск на коррозию

13.2.1 Наружный допуск на коррозию должен соответствовать условиям окружающей среды.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении установлены величины для наружного допуска на коррозию c_{ext} для обычных условий окружающей среды, приведенные в Таблице 13.1. Для агрессивной окружающей среды необходимо принимать величину этих допусков в каждом проекте индивидуально.

13.2.2 Наружные допуски на коррозию применяют только к верхней части дымовой трубы длиной $5b$, где b – наружный диаметр дымовой трубы. Если дымовая труба находится в агрессивной окружающей среде, вызванной промышленным загрязнением, близлежащими дымовыми трубами или непосредственной близостью к морю, то необходимо рассмотреть увеличение допусков или принятие мер защиты.

13.2.3 Необходимо принять следующие меры:

- все соединения должны быть спроектированы таким образом, чтобы устранить или минимизировать влагозадержание. Например, необходимо рассмотреть ориентацию элементов, краев и величину шага и т. д. или необходимо обеспечить детальную защиту данных соединений;

- на уровне грунта конструкцию освобождают от растительности;

- непосредственное замоноличивание или конструкции фундамента должны иметь покрытие для того, чтобы минимизировать потенциальную возможность коррозии вследствие взаимодействия с грунтом и подверженности воздействию постоянной влажности.

13.2.4 При использовании стали, стойкой к атмосферной коррозии, принимают меры, установленные в 13.2.3.

13.3 [4.3] Внутренний допуск на коррозию

Величины внутреннего допуска на коррозию (c_{int}) для стали приведены в Таблице 13.2, в соответствии с СТ РК EN 13084-7.

Таблица 13.1 – Наружный допуск на коррозию (c_{ext})

Система защиты	Время подверженности воздействию	
	Первые 10 лет	Каждый последующий 10-летний период
Покрашенная углеродистая сталь (без запланированной программы по перекрашиванию)	0	1 мм
Покрашенная углеродистая сталь (с запланированной программой по перекрашиванию)	0	0 мм
Покрашенная углеродистая сталь, защищенная изоляцией и водонепроницаемой оболочкой	0	1 мм
Незащищенная углеродистая сталь	1,5 мм	1 мм
Незащищенная сталь, стойкая к атмосферной коррозии (см. Пункт 13.2.3)	0,5 мм	0,3 мм
Незащищенная нержавеющая сталь	0	0
Незащищенная внутренняя поверхность оболочки несущего ствола и незащищенная наружная поверхность газоотводящей трубы в дымовой трубе с двойной стенкой или многоствольной дымовой трубе (для углеродистой стали или стали, стойкой к атмосферной коррозии)	0,2 мм	0,1 мм

**Таблица 13.2 – Припуск на коррозию для поверхностей, контактирующих
с дымовыми газами**

Тип стали			Стойкость к конденсату	Классы химической коррозии в соответствии с СТ РК EN 13084-1							
				Первые десять лет				Каждый последующий 10-летний период			
	Сокращение	Материал		Низкий, L	Средний, M	Высокий, H	Очень высокий, V	Низкий, L	Средний, M	Высокий, H	Очень высокий, V
СТ РК EN 10025-2	S235JRG1	1.0036	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	S235JRG2	1.0038									
	S235J2G3	1.0116									
	S275JR	1.0044									
	S275J2G3	1.0144									
	S355J2G3	1.0570									
СТ РК EN 10025-5	S235JRW	1.8960	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	S235J2W	1.8961									
	S355J2WP	1.8946									
	S355J2G1W	1.8963									
EN 10028	P265GH	1.0425	D	1,0	2,50	N	N	1,0	1,50	N	N
	16Mo3	1.5415									
	13CrMo4-5	1.7335									
	10CrMo9-10	1.7380									
СТ РК СТБ EN 10088	X5CrNi18-10	1.4301	D	0,0	0,75	1,25	N	0,0	0,75	1,25	N
	X6CrNiTi18-10	1.4541	D	0,0	0,75	1,25	N	0,0	0,75	1,25	N
	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X2CrNiMo17-12-2	1.4404	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X2CrNiMo18-14-3	1.4435	W	0,0	0,25	0,75	N	0,0	0,25	0,75	N
	X1NiCrMoCu25-20-5	1.4539	W	0,0	0,25	0,50	1,5	0,0	0,25	0,50	1,5
EN 10095	X8CrNiTi18-10	1.4878	D	0,0	0,75	1,50	N	0,0	0,75	1,50	N
	X15CrNiSi25-21	1.4841									
	X15CrNiSi20-12	1.4828									
N – не допускается D – используется в сухом состоянии (выше точки росы воды) W – используется во влажном и/или сухом состоянии (ниже точки росы воды) Точку росы кислоты см. в стандарте СТ РК EN 13084-1											

14 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

14.1 [5.1] Моделирование дымовой трубы для определения эффектов воздействий

Как правило, при проверке критического предельного состояния дымовой трубы не учитывают возможную совместную работу оболочки несущего ствола и газоотводящей трубы. Тем не менее, необходимо учесть ограничения от газоотводящей трубы, которые могут оказать отрицательное влияние на безопасность оболочки несущего ствола.

ПРИМЕЧАНИЕ Можно учесть демпфирующие эффекты от взаимодействия оболочки несущего ствола и газоотводящей трубы.

Прочность и устойчивость газоотводящей трубы оценивают, уделяя соответствующее внимание деформациям от оболочки несущего ствола.

Соответствующее внимание следует уделить влияниям температуры на жесткость и прочность стали, используемой в конструкции дымовой трубы.

При вычислении жесткости дымовой трубы используют толщину оболочки, подвергнутую действию коррозии, если только толщина, не подвергнутая действию коррозии, не приводит к более неблагоприятному напряженному состоянию. В расчете необходимо учитывать допуски на наружную и внутреннюю коррозии, в соответствии с 13.2 и 13.3.

14.2 [5.2] Вычисление внутренних равнодействующих напряжений и других напряжений

14.2.1 [5.2.1] Расчет оболочки конструкции

Вычисление равнодействующих напряжений и напряжений в оболочке конструкции приведено в СН РК EN 1993-1-6.

Как правило, допустимо использовать линейно-упругий расчет оболочки (LA) с помощью аналитических средств либо с помощью конечных элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила и формулы для LA расчета цилиндрических и конических оболочек установлены в СН РК EN 1993-1-6.

Для неподкрепленных вертикальных круговых цилиндрических оболочек мембранные напряжения, возникающие от внешних воздействий, можно определить с помощью мембранной теории, рассматривающей цилиндр в качестве единой балки, где эффекты изгиба оболочки можно не учитывать, за исключением кольцевых изгибающих моментов вследствие неравномерного распределения давления ветра по окружности:

ПРИМЕЧАНИЕ Критерии неучета эффектов оболочки установлены в Национальном Приложении. Принятые критерии:

$$\ell / r_m \geq 0,14 \cdot r_m / t + 10, \quad (14.1)$$

где ℓ – общая высота;

r_m – средний радиус оболочки (т. е. до середины толщины листа);

t – толщина листа, подвергнутая действию коррозии.

Кольцевые изгибающие моменты на единицу длины можно приближенно определить из:

$$m_y = 0,5 \cdot r_m^2 \cdot w_e, \quad (14.2)$$

где w_e – давление ветра, действующего на наружную поверхность конструкции, определяемое по Подразделу 5.1 СН РК EN 1991-1-4, принимая за z высоту дымовой трубы.

Кольцевые изгибающие моменты вследствие давления ветра (для базового значения скорости ветра до 25 м/сек (см. СН РК EN 1991-1-4)) можно не учитывать в неподкрепленных цилиндрических оболочках, где:

$$r_m / t \leq 160 \quad (14.3)$$

Для оболочек, подкрепленных кольцами жесткости, и в местах соединения цилиндрических, подкрепленных кольцами жесткости, и конических оболочек мембранные напряжения можно определить с помощью мембранной теории, рассматривающей конструкцию в качестве единой балки, независимо от отношений ℓ/r_m и r_m/t . Эффекты изгиба оболочки можно не учитывать при условии того, что соблюдены следующие условия:

- кольца жесткости, установленные для восприятия давления ветра, должны быть спроектированы с учетом кольцевых изгибающих моментов;
- кольца жесткости, установленные в узле соединения цилиндрической и конической частей, должны быть спроектированы с учетом уравнивающих сил, возникающих от уклона меридиональных мембранных сил.

Равнодействующие напряжения и напряжения, получаемые в результате вышеприведенных вычислений, используют для проверки прочности, см. 15.2.1, и проверки продольной устойчивости оболочки, см. 15.2.2.

14.2.2 [5.2.2] Дефекты

Горизонтальные дефекты свободностоящих консольных несущих дымовых труб допускаются при боковом отклонении верха (Δ , м) от вертикали:

$$\Delta = \frac{h}{500} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}}, \quad (14.4)$$

где h – общая высота дымовой трубы, м.

Локальные дефекты оболочки конструкции включены в формулу сопротивления потере продольной устойчивости, приведенную в СН РК EN 1993-1-6, и их не нужно учитывать при общем расчете.

ПРИМЕЧАНИЕ Также см. соответствующие геометрические допуски в Разделе 19 данного пособия.

Дефекты элементов других конструкций дымовой трубы при осевом сжатии рассматривают в соответствии с 5.3 СН РК EN 1993-1-1.

14.2.3 [5.2.3] Общий расчет

14.2.3.1 Если оболочка конструкции рассчитывается как балка, см. 14.2.1, то вычисления можно проводить, используя для балки общую теорию первого порядка, когда:

$$\frac{N_b}{N_{crit}} \leq 0,10, \quad (14.5)$$

где N_b – расчетная величина общей вертикальной нагрузки у нижнего края оболочки;
 N_{crit} – упругая критическая величина разрушения у нижнего края оболочки
 (см. СН РК EN 1993-1-6).

14.2.3.2 Если оболочка конструкции рассчитывается как балка, см. 14.2.1, и применяют общую теорию второго порядка, то изгибающие моменты второго порядка M'_b для балки можно приближенно определить из момента первого порядка M_b по формуле:

$$M'_b = M_b \cdot \left(1 + \frac{\eta^2}{8} \right), \quad (14.6)$$

$$\text{где } \eta = h \cdot \sqrt{\left(\frac{N_b}{EI} \right)}, \quad (14.7)$$

здесь h – общая высота оболочки;

EI – жесткость при изгибе у нижнего края оболочки.

Данный упрощенный метод применяют только, когда:

$$\begin{aligned} \eta &\leq 0,8 \text{ и} \\ \frac{N_{top}}{N_b} &\leq 0,10, \end{aligned} \quad (14.8)$$

где N_{top} – расчетная величина общей вертикальной нагрузки у верхнего края оболочки.

15 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

15.1 [6.1] Общие положения

Частный коэффициент безопасности γ_m принимают при определении:

- сопротивления для элементов конструкции, устанавливаемого по пределу текучести f_y , при отсутствии общего или местного продольного изгиба – γ_{m0} ;
- сопротивления для элементов конструкции, устанавливаемого по пределу текучести f_y , при наличии общего или местного продольного изгиба – γ_{m1} ;
- сопротивления для элементов конструкции, устанавливаемого по пределу прочности при растяжении f_u – γ_{m2} ;
- сопротивления соединений и стыков – см. СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Если при проектировании применяются материалы, параметры которых определены в соответствии с требованиями Еврокода, то следует применять рекомендуемые в Национальном Приложении к СН РК EN 1993-3-2 значения частных коэффициентов безопасности: $\gamma_{m0} = 1,0$; $\gamma_{m1} = 1,1$; $\gamma_{m2} = 1,25$.

При применении местных материалов, следует получать технические условия на применение этих материалов и назначение к ним частных коэффициентов безопасности γ_m в организации, уполномоченной государственным органом.

Дымовые трубы проверяют на следующие критические предельные состояния:

- статическое равновесие;
- прочность элементов конструкции;

- общая устойчивость;
- местный продольный изгиб элементов конструкции;
- усталость (при необходимости включая малоцикловую усталость) элементов конструкции;
- разрушение соединений.

15.2 [6.2] Оболочки конструкции

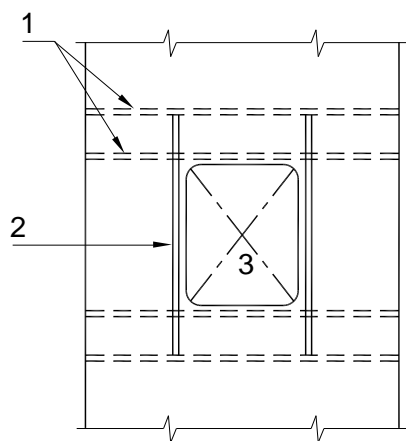
15.2.1 Проверка прочности

15.2.1.1 Прочность оболочки несущего ствола и газоотводящей трубы должна быть проверена на предельное состояние пластического разрушения или разрыва при растяжении.

Если оболочка несущего ствола и газоотводящей трубы спроектирована на внешние воздействия как единая балка, см. 14.2.1, ее проверяют в соответствии с СН РК EN 1993-1-1 или СН РК EN 1993-1-3, учитывая класс сечения.

В остальных случаях оболочку несущего ствола и газоотводящей трубы проверяют в соответствии с методами, установленными в СН РК EN 1993-1-6.

15.2.1.2 Ослабление поперечного сечения посредством вырезов и отверстий (например, смотровых отверстий, отверстий для примыкания газоходов и т. д.) компенсируют с помощью листов усиления соответствующего размера, учитывая местную устойчивость оболочки и эффекты усталости, в результате чего может потребоваться использование элементов жесткости вокруг краев (см. Рисунок 15.1).



1 – возможные кольца жесткости; 2 – продольный элемент жесткости; 3 – вырез

Рисунок 15.1 – Обеспечение жесткости вокруг вырезов и отверстий

15.2.1.3 При использовании продольных элементов жесткости следует обратить внимание на то, чтобы в расчет были включены любые кольцевые напряжения изгиба стенок оболочки, возникающие вблизи над и под соответствующими отверстиями, если рассматривают распределение меридиональных (продольных) напряжений от нагрузки.

Продольные элементы жесткости должны быть достаточно длинными, чтобы распределять напряжения по основной площади оболочки.

Распределение местного напряжения можно, как правило, считать удовлетворяющим требованиям, если элементы жесткости выступают над и под отверстием, по меньшей мере, на 0,8 расстояния между элементами жесткости или на 0,8 высоты отверстия, выбирая большее значение, и максимальный угол отверстия должен составлять 120° .

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении рекомендованы следующие ограничения для отверстия в стволе дымовой трубы:

- В случае ввода в трубу в одном горизонтальном сечении двух газоходов их следует располагать с противоположных сторон на одной оси, при вводе трех газоходов – под углом 120° один к другому, при этом суммарная площадь ослабления в одном горизонтальном сечении не должна превышать 20 % несущего ствола стальной трубы.

- При вводах в дымовую трубу нескольких газоходов и одновременной их работе необходимо предусматривать в нижней части трубы или в стакане фундамента разделительные стенки или направляющие патрубки, исключающие взаимное влияние потоков газа, а также уменьшающие аэродинамическое сопротивление;

- При диаметре газохода, не превышающем половину диаметра трубы, допускается непосредственная врезка газохода в трубу с соответствующим усилением места врезки. Для врезки крупных газоходов целесообразно в местах примыкания переходить с цилиндрической формы газохода на прямоугольную с большим размером по высоте и соответствующим усилением. Ввод газохода в месте сопряжения с дымовой трубой должен иметь круглую, овальную или прямоугольную с закругленными углами форму, при этом в целях обеспечения равнопрочности сечения оболочку ствола следует усиливать приваркой листов по периметру выреза;

- При необходимости врезки нескольких газоходов большого диаметра примыкание их к трубе должно осуществляться в разных уровнях;

- В местах соединения газоходов с трубой надлежит предусматривать осадочные швы или компенсаторы.

15.2.1.4 Для восприятия кольцевых напряжений от изгиба используют дополнительные кольца жесткости, прикрепляемые по краям отверстия у концов продольных элементов жесткости.

Кольца жесткости проверяют в соответствии с Приложением С к СН РК EN 1993-1-6. [6.2.1]

15.2.2 [6.2.2] Проверка устойчивости

Устойчивость оболочки конструкции проверяют путем проверки ее на предельное состояние по потере продольной устойчивости, используя методы, установленные в Разделе 8 СН РК EN 1993-1-6.

Если при расчете на внешние воздействия оболочку конструкции рассматривают в качестве единой балки, см. 14.2.1, то применяют принцип расчета напряжения, установленный в СН РК EN 1993-1-6.

Если необходимо применить общую теорию второго порядка для балки, см. 14.2.3, то проверку на продольный изгиб оболочки проводят с меридиональными мембранными напряжениями сжатия, которые включают эффекты второго порядка.

15.3 [6.3] Оценка безопасности других элементов конструкции дымовой трубы

Прочность и устойчивость стержневых элементов дымовой трубы проверяют в качестве части оболочки конструкции, см. 15.2.

Прочность и устойчивость газоотводящих труб в дымовых трубах с двойной стенкой или многоствольных дымовых трубах проверяют по аналогии с оболочкой несущих стволов, см. 15.2.

Если необходимо, то проверку на продольный изгиб оболочки газоотводящей трубы можно проводить как проверку эксплуатационной пригодности, см. Раздел 16.

Если несущие нагрузку конструкции дымовой трубы связаны с другими конструктивными элементами, то прочность и устойчивость таких элементов и их соединений проверяют в соответствии с 15.2 и 15.4.

15.4 [6.4] Стыки и соединения

15.4.1 Общие положения

Расчет и конструирование стыков и соединений приведены в 6.4 данного пособия и в СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Если при проектировании применяются соединения с использованием материалов, указанных в Еврокоде, то следует применять рекомендуемые значения частных коэффициентов безопасности γ_m , приведенные в Таблице 6.13 данного пособия.

Если при проектировании применяются соединения с использованием местных материалов, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом [6.4.1].

15.4.2 Фланцевые болтовые соединения

15.4.2.1 Напряжение в болтах и фланце вычисляют, учитывая эксцентриситет нагрузки, передаваемой оболочкой.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении приведена следующая информация по проектированию фланцевых болтовых соединений:

Фланцевые стыки цилиндрических секций (только габаритного диаметра) рекомендуется осуществлять при изготовлении на специализированных заводах и в случаях, когда сооружение возводится в районе с преобладанием низких отрицательных температур (северное исполнение) или при отсутствии высококвалифицированных сварщиков и технических возможностей для повышенного контроля качества монтажных сварных швов.

Для фланцев используется толстолистовая сталь с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката, качество которой исключает возможность расслоения металла.

Наиболее удачным конструктивным решением по условиям работы стыка является симметричное расположение фланца и болтов относительно оболочки конструкции.

Для фланца с расположением болтов только снаружи трубы (при условии в 15.4.2.3) необходимо учитывать дополнительный изгибающий момент из-за несимметричного закрепления болтов

относительно оболочки (см. 15.4.2.1). Для уменьшения толщины фланца могут применяться короткие ребра, равномерно расположенные по периметру и приваренные соответственно к фланцу и стенке оболочки. Ребра целесообразно располагать на расстоянии, не меньшем двух шагов болтов.

Цилиндрическую и коническую части оболочки стальной дымовой трубы следует, как правило, соединять сваркой встык без ребер.

Место сопряжения цилиндрической и конической частей трубы, а также все места изменения толщины стенки трубы необходимо проверять на прочность с учетом дополнительных напряжений от краевого эффекта. Толщина стенок трубы должна быть не менее 4 мм.

Расчет фланцевого соединения выполнять по рекомендациям, приведенным в 6.4.2 пособия.

15.4.2.2 Фланцы должны быть непрерывно приварены к оболочке конструкции. Прерывистую сварку не используют.

Используют высокопрочные болты с контролируемым (предварительным) натяжением.

Максимальное расстояние между центрами болтов должно составлять $10d$. Учитывая влияние утечки, ссылаясь на СТ РК EN 13084-6, может возникнуть необходимость уменьшения расстояния (возможно до $5d$), где d – диаметр болта.

Минимальный диаметр болта должен составлять $d = 12$ мм.

15.4.2.3 При отсутствии возможности контроля болтов на протяжении срока службы дымовой трубы, как правило, избегают внутренних фланцев.

Фланцы должны иметь форму кольца для того, чтобы точно соответствовать оболочке конструкции. Любой зазор между фланцем и оболочкой конструкции должен быть таким, чтобы удовлетворять техническим условиям для сварки.

15.4.2.4 Необходимо учитывать возможную концентрацию напряжений в оболочке вблизи болтов, изгиб фланца и оболочки, и дополнительные напряжения вследствие возможных деформаций.

При проектировании соединения соответствующее внимание необходимо уделить температуре и изменению температуры фланцевого соединения [6.4.2].

15.4.3 Соединение дымовой трубы с фундаментом или опорной конструкцией

15.4.3.1 Соединение стальной оболочки с бетонным фундаментом или опорной конструкцией должно выдерживать опрокидывающий момент, нормальную силу и силу сдвига, возникающую у основания оболочки и передаваемую на фундамент.

15.4.3.2 Когда соединение выполнено с использованием опорной плиты и анкерных болтов, нагрузку в болтах вычисляют, учитывая эксцентриситет нагрузки, передаваемой оболочкой.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Проверку усталости см. в Разделе 18.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Возможно, например, что болты, без контролируемого (предварительного) натяжения, соответствуют требованиям к усталости, если колебания значительно уменьшены с помощью использования аэродинамических или демпфирующих устройств.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В Национальном Приложении приведена следующая информация по проектированию соединений с фундаментом:

Конструкция соединения свободностоящей дымовой трубы с фундаментом должна исключать возможность дополнительного отклонения трубы от вертикали под воздействием ветровой нагрузки.

Дымовые трубы закрепляются на фундаменте анкерными болтами, геометрия расположения которых должна быть обеспечена в натуре с минимальными допусками. Расстояние между болтами по дуге окружности должно приниматься в интервале от 15° до 30°.

Наиболее распространенным конструктивным решением опорного узла является симметричное относительно оболочки конструкции расположение анкерных болтов, закрепляемых на опорной плите. Для опорной плиты, во избежание возможного расслоения металла, рекомендуется использовать листовую сталь толщиной до 40 мм. В случае необходимости, к фланцу и к оболочке привариваются короткие вертикальные ребра, располагаемые вблизи анкерных болтов. Такой опорный узел применяется в случае отсутствия агрессивной среды и при возможности периодического осмотра анкерных болтов на протяжении срока службы дымовой трубы.

При невозможности расположения анкерных болтов внутри дымовой трубы, закрепление трубы к фундаменту осуществляют анкерными болтами, располагаемыми только снаружи. При этом необходимо учесть дополнительный изгибающий момент, возникающий в закреплении из-за несимметричного относительно оболочки трубы расположения анкерных болтов. Вертикальные ребра в этом случае, кроме усиления опорной плиты, обеспечивают передачу горизонтальных составляющих от момента на наружное кольцо и опорную плиту.

При негабаритном диаметре трубы на нулевой отметке приварка оболочки трубы к опорной плите и приварка ребер выполняется на монтаже и сопровождается повышенным контролем качества сварки.

15.4.3.3 Если используют другие методы соединения стальной оболочки с фундаментом, например, посредством продления и заделки оболочки непосредственно в бетонный фундамент, то необходимо доказать, что расчетная модель является надежной, и следует учесть особые детали конструкции, относящиеся к принимаемому методу [6.4.3].

15.5 [6.5] Сварные соединения

Требования к соединениям в стальных дымовых трубах, изготовленных с помощью сварки, см. Подраздел 6.4 пособия, СН РК EN 1993-1-8, СН РК EN 1993-1-9 и СТ РК EN 13084-1.

16 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

16.1 [7.1] Общие указания

Для стальных дымовых труб необходимо рассматривать следующие предельные состояния по эксплуатационной пригодности:

- деформации и отклонения в направлении ветра и/или в направлении бокового ветра, которые негативно сказываются на внешнем виде или эффективном использовании конструкции;
- вибрации, колебания или раскачивания, которые могут оказать воздействие на рядом стоящие конструкции;
- деформации, отклонения, вибрации, колебания или раскачивания, которые вызывают повреждения элементов, не относящихся к конструкции.

Если в соответствующих пунктах, рассматривающих предельные состояния по эксплуатационной пригодности, установлены упрощенные правила соответствия, то не требуется осуществлять подробные вычисления, используя комбинации воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Частные коэффициенты, как правило, принимают равными $\gamma_M = 1,00$ для всех предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

16.2 [7.2] Отклонения

Максимальная величина отклонения δ_{\max} верха свободностоящей дымовой трубы, определяемая по СН РК EN 1991-1-4 в направлении лобового ветра, от характеристического значения ветровой нагрузки должна быть ограничена.

ПРИМЕЧАНИЕ Если в технических условиях не оговорено другое значение, то следует принимать предельную величину отклонения, установленную в Национальном Приложении:

$$\delta_{\max} = h / 50, \quad (16.1)$$

где h – общая высота дымовой трубы.

Максимальные величины амплитуд вибрации верха свободностоящей дымовой трубы вследствие вихревого потока должны быть ограничены.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Определение максимальных величин см. в Приложении Е к СН РК EN 1991-1-4.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При использовании классов надежности в соответствии с 11.1.2 данного пособия рекомендуется принимать предельные величины амплитуд вибрации поперечного ветра в соответствии с Таблицей 16.1.

Таблица 16.1 – Рекомендации для максимальных амплитуд вибрации поперечного ветра

Класс надежности	Предельные величины амплитуды вибрации поперечного ветра	
3	0,05	наружного диаметра
2	0,10	наружного диаметра
1	0,15	наружного диаметра

17 ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СОПРОВОЖДАЕМОЕ ИСПЫТАНИЕМ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

17.1 Общие положения

17.1.1 При проектировании, сопровождаемом испытанием, необходимо руководствоваться положениями, установленными в СН РК EN 1990.

Величины логарифмического декремента затухания, отличные от приведенных в СН РК EN 1991-1-4, подтверждают с помощью испытания [8].

17.1.2 [D.1] Если величины логарифмического декремента затухания, установленного в СН РК EN 1991-1-4, считают неподходящими или если после установки демпфирующих устройств необходимо поверить результат от применения данных демпфирующих

устройств, то для определения при испытании логарифмического декремента затухания для дымовых труб используют следующее руководство.

17.1.3 [D.2] Определение логарифмического декремента затухания см. в Приложении F СН РК EN 1991-1-4

17.1.4 [D.3] Метод измерения логарифмического декремента затухания

Сигнал измерения можно получить из ускорения, отклонения, сил или напряжений дымовой трубы.

Допустимо использовать различные методы измерения, например, метод кривой затухания, метод автокорреляции или метод половины ширины полосы.

Следует убедиться, что измерение включает общую энергию вибрации, поэтому измерение проводят одновременно в двух ортогональных направлениях.

При анализе измеряемых данных учитывают зависимость от амплитуд вибрации.

Амплитуда при испытании должна находиться в пределах рассчитанной в проекте амплитуды дымовой трубы вследствие вихревого потока или следует обеспечить демпфирование данной оцениваемой амплитуды.

Воздействие аэродинамического затухания вычитают из измеряемой величины при наличии порыва ветра в процессе испытания. Определение аэродинамического затухания см. в Приложении F к СН РК EN 1991-1-4.

18 УСТАЛОСТЬ. ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

18.1 Общие положения

18.1.1 Необходимо уделить внимание возможным эффектам усталости, возникающим из диапазонов напряжений, вызываемых силами лобового и силами поперечного ветра.

ПРИМЕЧАНИЕ Так как усталость от вихревых вибраций поперечного ветра, как правило, обуславливает проектирование, то проверку усталости, относящуюся к силам лобового ветра, как правило, не проводят.

Проверку усталости см. СН РК EN 1993-1-9.

18.1.2 При наличии напряжений, вызываемых геометрической формой конструкции, например, в отверстиях или для особой формы соединения, допустимо использовать коэффициенты концентрации напряжений в соответствии с СН РК EN 1993-1-6.

18.1.3 Для дымовых труб, изготовленных из жароустойчивых легированных сталей, используемых при температурах $> 400^{\circ}\text{C}$, необходимо дополнительно учесть добавление разрушения, вызванного температурой, к усталостному разрушению.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении приведена следующая дополнительная информация по усталости при температурах $> 400^{\circ}\text{C}$.

Напряжения, возникающие вследствие высокой температуры, особенно опасны в зонах концентрации напряжений, происходящих вследствие разности температуры в оболочках и ребрах жесткости, изменения температуры по толщине оболочки и в отдельных зонах. Особое внимание следует уделять температурным напряжениям в многослойных листовых конструкциях, поскольку вследствие разрывов в теплопередаче между отдельными листами возможно образование местных

напряжений разнообразного характера, повторяющихся каждый раз при изменении температурного режима.

В Таблице 18.1 приводится информация по усталостным характеристикам сталей при различных температурах.

Таблица 18.1 – Усталостные характеристики сталей при различных температурах

Температура в °С	Предел текучести при растяжении в %	Предел выносливости при симметрич- ном цикле напряжения в % (для гладких образцов)
20	100	100
100	100	95,8
200	108,3	106,6
300	110,3	136,8
400	83,5	115,1
500	59,3	50,3

В качестве мер, уменьшающих влияние температуры, рекомендуется:

- устройство футеровки и тепловой изоляции ствола;
- применение конструктивных решений, обеспечивающих наличие минимального количества концентраторов;
- учет температурных напряжений и деформаций конструкции в случаях, когда невозможно избежать нагревания.

18.1.4 Настоящая часть не рассматривает коррозионную усталость [9.1].

18.2 [9.2] Усталостная нагрузка

18.2.1 [9.2.1] Колебания от лобового ветра

При оценке усталостной нагрузки вследствие колебаний от лобового ветра необходимо учитывать эффекты порывов.

ПРИМЕЧАНИЕ Для оценки усталостной нагрузки от колебаний при лобовом ветре см. 9.2.1 данного пособия.

18.2.2 [9.2.2] Колебания от поперечного ветра

Усталостную нагрузку вследствие колебаний от поперечного ветра можно определить из диапазонов максимального напряжения.

ПРИМЕЧАНИЕ Для определения диапазонов напряжения и количества циклов см. 11.4 пособия и Е.1.5.2.6 Приложения Е к СН РК EN 1991-1-4.

Для дымовых труб высотой менее 3 м проверку усталости не выполняют.

Если критическая скорость ветра дымовой трубы вследствие вихревого возбуждения превышает 20 м/сек, то корреляционную длину(ы) ниже 16 м над уровнем земли не учитывают, см. СН РК EN 1991-1-4.

Более высокие формы следует рассматривать, если критическая скорость ветра для данных форм находится ниже предельной величины (см. СН РК EN 1991-1-4).

18.3 Многоцикловая усталостная прочность

18.3.1 [9.3(1)] Таблицы усталостных сопротивлений для деталей конструкции сварных оболочек дымовых труб см. в СН РК EN 1993-1-9.

Руководство по использованию СН РК EN 1993-1-9 и увеличение усталостного сопротивления в соответствии с качеством сварных швов см. 18.3.2 и 18.3.3.

18.3.2 [С.1] При выборе соответствующей категории детали из Таблиц 8.1 - 8.5 в СН РК EN 1993-1-9 детали оболочки можно рассматривать как плоскости, установленные в Таблице 18.2.

Минимальным уровнем качества сварных швов оболочек, подверженных воздействию усталости, является уровень качества С в соответствии с ISO 5817.

Таблица 18.2 – Распределение деталей по категориям деталей

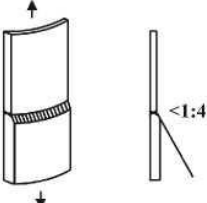
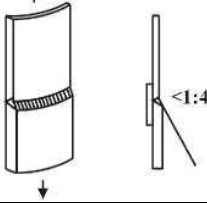
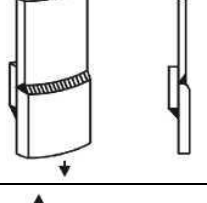
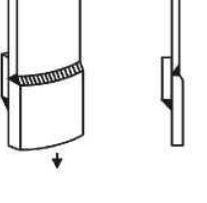
Ссылка	Рисунок детали	Описание
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.3 Деталь 4 и 7		Поперечные стыковые соединения в оболочке. Стыковой сварной шов, расположенный по обеим сторонам (с подваркой корня шва)
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.3 Деталь 14		Поперечные стыковые соединения в оболочке. Стыковой сварной шов, расположенный только на одной стороне
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.3 Деталь 16 (< 1:4)		Поперечные стыковые соединения в оболочке. Стыковой сварной шов, расположенный на постоянной плоской подкладке
Категория детали 50		Поперечные стыковые соединения в оболочке. Стыковой сварной шов, расположенный только на одной стороне

Таблица 18.2 – Распределение деталей по категориям деталей (продолжение)

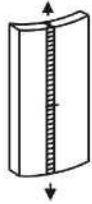
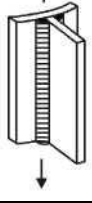
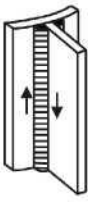
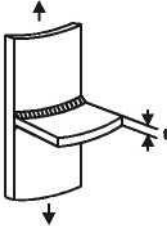

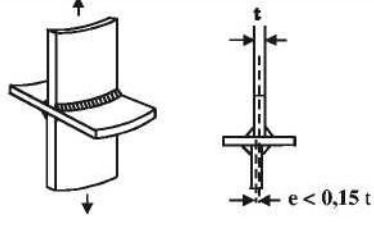
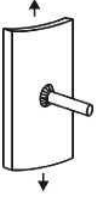

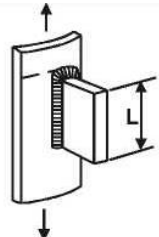
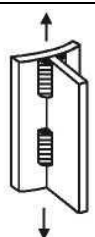
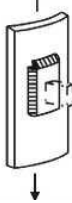
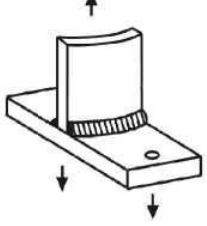
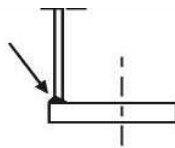
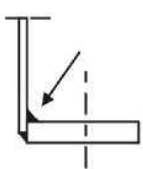
Ссылка	Рисунок детали	Описание
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.2 Деталь 10		Продольное стыковое соединение в оболочке. Непрерывный сварной шов
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.2 Деталь 1, 2, 3, 5 и 7		Непрерывное продольное присоединение
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 8		Непрерывное продольное присоединение с усилием сдвига. (Поперечные непрерывные присоединения также см. в данном случае)
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.4 Деталь 6 и 7		Непрерывное поперечное присоединение
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.4 Деталь 6 и 7		Короткое поперечное присоединение. (Также для непрерывных поперечных присоединений с прерывистыми швами)
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 1, 2 и 3		Крестообразные соединения со сварными швами неполного провара
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.4 Деталь 9		Воздействие сварного соединения на основной металл

Таблица 18.2 – Распределение деталей по категориям деталей (окончание)

Ссылка	Рисунок детали	Описание
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.4 Деталь 2		Продольные присоединения
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.4 Деталь 1		Короткие продольные присоединения
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.2 Деталь 8		Непрерывные продольные присоединения с прерывистыми сварными швами
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 6 и 7		Усиливающая пластинка (с другими деталями или без них)
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 1, 2 и 3		Основание с угловым сварным швом/стыковым сварным швом
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 11		Фланцевое соединение со стыковым сварным швом. По установке болтов см. в СН РК EN 1993-1-8
СН РК EN 1993-1-9 Таблица 8.5 Деталь 12		Фланцевое соединение с угловым сварным швом. По установке болтов см. в СН РК EN 1993-1-8

18.3.3 [С.2] Увеличение усталостной прочности вследствие особых требований к качеству

Если применяют повышенные требования к качеству и эти требования к качеству могут в результате привести к увеличению усталостной прочности, то допустимо использовать категорию детали выше, чем та, которая установлена в СН РК EN 1993-1-9, если это проверено с помощью соответствующих испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ В соответствии с Национальным Приложением, увеличение усталостной прочности можно рассматривать для следующих деталей, если применяется уровень качества В:

- поперечные стыковые соединения в оболочке со стыковыми сварными швами, расположенными по обеим сторонам (с подваркой корня сварного шва);
- продольные стыковые соединения в оболочке с непрерывным сварным швом;
- непрерывное продольное присоединение с усилением сдвига или без него;
- крестообразные соединения со сварными швами неполного провара.

18.3.4 [9.3.(2)] При применении допуска на коррозию для толщины листа вместо системы защиты от коррозии детали классифицируют на одну категорию детали ниже, чем величина, установленная в таблицах категорий деталей (см. Рисунок 7.1 СН РК EN 1993-1-9).

18.4 [9.4] Оценка безопасности

Оценку безопасности для усталости осуществляют в соответствии с Разделом 8 СН РК EN 1993-1-9, используя:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_E, \quad (18.1)$$

где λ – эквивалентный коэффициент для перехода $\Delta\sigma_E$ к $N_c = 2 \times 10^6$ циклам;

$\Delta\sigma_E$ – диапазон напряжения, относящийся к N циклам (см. 18.2), учитывающий коэффициенты концентрации напряжений, где необходимо.

Эквивалентный коэффициент λ можно определить по:

$$\lambda = \left(\frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}}, \quad (18.2)$$

где m – уклон кривой S-N.

18.5 [9.5] Частные коэффициенты для усталости

Частные коэффициенты безопасности для усталостной прочности принимают в соответствии с указаниями Раздела 3 и Подраздела 6.2 СН РК EN 1993-1-9.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении установлены значения коэффициентов:

$\gamma_{Ff} = 1,00$ и γ_{Mf} в соответствии с Таблицей 9.1.

19 ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ И ДРУГИЕ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ. ИЗГОТОВЛЕНИЕ (СТРОИТЕЛЬСТВО)

19.1 Вспомогательные элементы и другие приспособления. Башни и мачты

19.1.1 Лестницы, площадки и т.д.

Лестницы, площадки, ограждения и другие приспособления должны применяться по соответствующим нормам.

При назначении лестниц, площадок, ограждений и других приспособлений (подъемные устройства и т.п.) руководствоваться требованиями ОСТ 45.27 и других ведомственных документов, в зависимости от назначения сооружения. При этом, лестницы следует проектировать вертикальными с переходами на площадках–диафрагмах. При расстояниях между диафрагмами более 12 м, следует предусматривать специальные промежуточные площадки [D.4.1 СН РК EN 1993-3-1].

19.1.2 Молниезащита

Башни, мачты и оттяжки необходимо эффективно заземлить в целях грозозащиты. Таковая может быть обеспечена металлической лентой, закольцованной вокруг фундамента с подсоединением к металлическим штырям и плитам, установленным в грунте. Анкера оттяжек должны быть защищены аналогичным образом.

Система заземления должна быть смонтирована до возведения стальной конструкции, необходимо предусмотреть соединения для системы заземления в процессе монтажа.

Если все конструкционные соединения электрически связаны, нет необходимости в дополнительных подключениях.

Молниезащита должна выполняться в соответствии с РД 34.21.122, ВСН-1, РД 45.162 и другими ведомственными документами, в зависимости от назначения сооружения, по индивидуально разработанному проекту [D.4.2 СН РК EN 1993-3-1].

19.1.3 Авиационные светоограждение и дневная маркировка

Сооружения, представляющие опасность для движения воздушных судов, должны иметь светоограждение и дневную маркировку (окрашивание чередующимися по цвету полосами), выполняемые в соответствии с Наставлениями по аэродромной службе в гражданской авиации Республики Казахстан. Эти требования учитываются в проекте соответствующими мероприятиями [D.4.3 СН РК EN 1993-3-1].

19.1.4 Защита от вандализма

В проекте, при необходимости и по согласованию с Заказчиком, может потребоваться предусмотреть установку на металлоконструкциях опор антивандальных конструкций, препятствующих проникновению посторонних лиц на опору в обход переходных площадок [D.4.4 СН РК EN 1993-3-1].

19.2 Изготовление (строительство). Башни и мачты

19.2.1 Общие положения

Изготовление и монтаж башен и мачт производится в соответствии с требованиями СТ РК EN 1090-2 [F.1 СН РК EN 1993-3-1].

В соответствии с требованиями Приложения F СТ РК EN 1090-2 защита от коррозии осуществляется с помощью подготовки поверхности и использования систем окрашивания или металлического покрытия посредством оцинкования. Требования к защите от коррозии должны быть указаны в спецификации по выполнению работ, в спецификации эксплуатационных характеристик или в требованиях к рабочим характеристикам по используемой защитной обработке.

В спецификации эксплуатационных характеристик должно быть указано:

- ожидаемый срок службы от коррозии по СТ РК ISO 12944-1;
- категория коррозионной активности по СТ РК ISO 12944-2.

Спецификация эксплуатационных характеристик может также определять преимущество окрашивания или оцинкования.

Если указан ожидаемый срок службы защиты от коррозии и категория коррозионной активности, предписывающие требования следует составлять так, чтобы соответствовать этим условиям.

Окрашивание должно выполняться в соответствии со стандартом СТ РК ISO 12944-7.

Оцинкование следует выполнять в соответствии со стандартом СТ РК ISO 1461.

19.2.2 [F.2 СН РК EN 1993-3-1] Болтовые соединения

Все болтовые соединения в башнях и мачтах должны быть защищены от ослабления гаек при эксплуатации.

В местах, где необходимо учитывать воздействие усталости, болтовые отверстия в элементах должны быть просверленными.

Можно использовать призонные (повышенной точности) болты, высокопрочные болты или более жесткие допуски на болтовые отверстия, чем приведенные в СТ РК EN 1090-2, для опор, когда определяющим является смещение верха (см. 19.2.4.2).

19.2.3 Сварные соединения

Качество сварных швов, допускаемое при выборе соответствующего класса усталостного сопротивления детали конструкции (см. 9.3), должно быть указано на рабочих чертежах конструкции [F.3 СН РК EN 1993-3-1].

Согласно Разделу 7 СТ РК EN 1090-2 сварка должна выполняться в соответствии с требованиями соответствующей части стандарта EN ISO 3834 или EN ISO 14554 по обстоятельствам. План производства сварочных работ должен быть представлен как часть производственного планирования, согласно требований соответствующей части стандарта EN ISO 3834.

В соответствии с классом исполнения применяются следующие части стандарта EN ISO 3834:

- EXC1: Часть 4 «Первичные требования к качеству»;
- EXC2: Часть 3: «Стандартные требования к качеству»;
- EXC3 и EXC4: Часть 2: «Комплексные требования к качеству».

Сварка должна выполняться на основе аттестованных технологий с использованием спецификации для технологии сварки (WPS) согласно соответствующей части СТ РК ISO 15609 по необходимости. Сваренные компоненты должны отвечать требованиям, приведенным в Параграфах 10 и 11 СТ РК EN 1090-2.

19.2.4 Допуски

19.2.4.1 [F.4.1 СН РК EN 1993-3-1] Общие положения

При изготовлении необходимо соблюдать допуски, приведенные в СТ РК EN 1090-2. Если допуски, приведенные в СТ РК EN 1090-2, не соответствуют требованиям к функционированию конструкции, необходимо применять более жесткие допуски.

19.2.4.2 Допуски на монтаж

19.2.4.2.1 [F.4.2.1 СН РК EN 1993-3-1] Решетчатые башни

Максимальное относительное смещение верха башни должно быть установлено.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном Приложении оговорено, что максимальное относительное отклонение законченных монтажом конструкций верха башен следует принимать в соответствии с требованиями соответствующих нормативных документов, действующих в РК на момент строительства, но не более рекомендуемого.

Рекомендуется принимать максимальное относительное отклонение верха башни, не превышающее 1/500 высоты башни.

Окончательное выравнивание необходимо производить в спокойных условиях с учетом температурного воздействия.

19.2.4.2.2 [F.4.2.2 СН РК EN 1993-3-1] Мачты с оттяжками

При проектировании необходимо определить чувствительность конструкции к переменной скорости ветра при окончательном выравнивании и натяжении оттяжек.

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, если такие операции производятся при скорости ветра, превышающей 5 м/сек, необходимо выполнить расчеты в целях компенсации воздействия ветра с учетом температурного воздействия.

Окончательное выравнивание и натяжение оттяжек начинается, как правило, с нижнего яруса раскрепления.

ПРИМЕЧАНИЕ Предельное отклонение оси ствола мачты и допуски по монтажным натяжениям оттяжек принимать в соответствии с требованиями соответствующих нормативных документов, действующих в РК на момент строительства, но не более рекомендуемых. Рекомендуются следующие значения:

а) Окончательное положение центральной оси мачты должно быть в пределах вертикально расположенного конуса с вершиной на основании мачты, и радиусом, равным 1/500 высоты над основанием мачты. Это не относится к оттяжкам антенн или антенных решеток.

б) Равнодействующая горизонтальных составляющих начального натяжения всех оттяжек

данного яруса не должна превышать 5 % средней горизонтальной составляющей начального натяжения оттяжек для данного яруса. Начальное натяжение отдельной оттяжки данного яруса ни при каких обстоятельствах не должно отличаться от расчетного значения более чем на 10 %, см. СН РК EN 1993-1-11.

в) Максимальное начальное отклонение ствола мачты между двумя ярусами оттяжек должно быть $L/1000$, где L – расстояние между рассматриваемыми ярусами.

г) После монтажа допуск на выравнивание трех последовательных соединений оттяжек к мачте ограничен значением $(L_1 + L_2)/2000$, где L_1 и L_2 – длины двух последовательных пролетов ствола мачты.

19.2.4.3 [F.4.3 СН РК EN 1993-3-1] Ограничения натяжения

После монтажа необходимо натянуть оттяжки в соответствии с проектными расчетами, с учетом фактической температуры в месте установки, см. СН РК EN 1993-1-11.

Чтобы уменьшить возможности возникновения вибрации оттяжек, необходимо производить натяжение в безветренную погоду, натяжение каждой оттяжки должно быть менее 10 % от разрушающей нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В отношении мачт небольшой высоты это значение может быть увеличено.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Низкая степень натяжения в неподвижном воздухе может привести к галопированию оттяжек.

19.2.5 [F.5 СН РК EN 1993-3-1] Предварительное растяжение оттяжек

Для обеспечения упругого состояния оттяжки необходимо предварительно растянуть (до анкеровки). Это можно сделать на производстве поставщика или, если имеются подходящие возможности, на строительной площадке, см. СН РК EN 1993-1-11.

ПРИМЕЧАНИЕ Необходимость предварительного растяжения зависит от планируемой программы последующих натяжений, типа и размера используемых канатов или тросов, а также их восприимчивость к отклонениям.

Предварительное растяжение производится путем циклического приложения нагрузки к оттяжке, составляющей от 10 % до 50 % от разрушающей нагрузки. Количество циклов должно быть не менее 10. Данную процедуру нельзя выполнять, пропуская нагруженную оттяжку через шкив.

19.3 Изготовление (строительство). Дымовые трубы

19.3.1 [E.1 СН РК EN 1993-3-2] Общие положения

Дымовые трубы изготавливают и монтируют в соответствии со стандартом на изготовление СТ РК EN 1090-2. Применяют особые требования для дымовых труб, установленные в СТ РК EN 13084-7.

При проектировании учитывают допуски на изготовление, установленные в 19.3.2.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила для прочности и устойчивости, установленные в СН РК EN 1993-3-2, основаны на предположении, что достигнуты особые допуски на изготовление, установленные в 19.3.2.

При совмещении друг с другом до крепления болтами промежутков между фланцами не должен превышать 1,5 мм.

Фланцы должны быть плоскими с допустимым отклонением 0,5 мм на 100 мм ширины, и общее допустимое отклонение вдоль окружности не должно превышать 1,0 мм.

Для дымовых труб, изготовленных с несущей опорной плитой и фундаментными болтами, между плитой и фундаментом используют безусадочный цементный раствор.

19.3.2 [Е.2 СН РК EN 1993-3-2] Допуски на изготовление

Допустимое горизонтальное отклонение Δ от вертикали стальной оболочки на любом уровне h , м над основанием свободностоящей дымовой трубы должно составлять:

$$\Delta = \frac{h}{1000} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}}, \quad (19.1)$$

Данный допуск также применяют к осевой линии газоотводящей трубы.

19.3.3 Качество сварных швов и усталость

Качество сварных швов, установленное при выборе соответствующего класса усталостного сопротивления детали конструкции, см. 18.3 и 19.2.3, должно быть установлено на рабочих чертежах дымовой трубы.

Уровень качества сварных швов в конструкциях, подверженных усталостным нагрузкам, следует устанавливать по СН РК EN 1993-1-9 [Е.3 СН РК EN 1993-3-2].

Приложение А (информационное)

Примеры расчета башен

ПРИМЕР А.1 Расчет башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из круглых труб.

А.1.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет решетчатой башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из круглых труб.

Башня предназначена для строительства в III ветровом районе, принятом по 2.3.1.1.5 данного пособия, с характеристическим (нормативным) значением ветрового давления 0,38 кПа. Тип местности для ветрового воздействия принят I по Таблице 2.4 данного пособия. Башня расположена на склоне, имеющем уклон 14° ($\Phi = 0,25$).

Класс надежности башни принят 2 по Таблице 2.1 данного пособия.

Башня представляет собой решетчатую усеченную четырехгранную пирамиду с размерами в основании $6,0 \times 6,0$ м и $2,0 \times 2,0$ м на отметке 40.000 м. Башня состоит из пяти секций длиной 8,0 м каждая. Для обеспечения пространственной неизменяемости поперечного сечения башни предусмотрены диафрагмы на отметках 4.000 м, 12.000 м, 20.000 м, 28.000 м, 36.000 м и 40.000 м.

Для подъема людей на башню приняты вертикальные лестницы-стремянки с ограждением из круглой стали и переходные площадки для отдыха из швеллеров. Переходные площадки расположены на отметках 12.000 м, 20.000 м и 28.000 м. На отметках 36.000 м и 40.000 м предусмотрены площадки для обслуживания оборудования. Соединение секций между собой предусмотрено на болтах через фланцы кольцевого типа. Примыкание связей жесткости (решетки башни) к опорным стойкам (поясам башни) предусмотрено на болтах через фасонки.

Сечения элементов приняты по сортаментам DIN: для круглых труб – по DIN 2448, для швеллеров – по DIN 1026, для уголков – по DIN 1028. Трубы приняты горячедеформированными.

Схема башни с сечениями элементов башни и лестницы-стремянки приведена на Рисунке А.1. Сечения диафрагм и элементов площадок см. на Рисунке А.2. Узлы крепления связей жесткости (решетки башни) приведены на Рисунке А.3.

На башне предусмотрено следующее оборудование:

- на площадке на отметке 40.000 м установлены 2 антенны РРС $\varnothing 3,0$ м с фидерами $\varnothing 48$ мм (2 штуки) и 2 антенны РРС $\varnothing 2,4$ м с фидерами $\varnothing 20$ мм (2 штуки).
- на площадке на отметке 36.000 м установлены 2 антенны РРС $\varnothing 3,0$ м с фидерами $\varnothing 48$ мм (2 штуки).

А.1.2 Сбор нагрузок

А.1.2.1 Определение постоянных нагрузок.

Постоянные нагрузки определяются от собственного веса элементов башни и веса оборудования. Собственный вес башни может быть учтен (с принятием коэффициента на неучтенные элементы, соответствующего конструкции башни) при выполнении пространственного расчета по соответствующим программам (например, проектно-вычислительный комплекс SCAD Office).

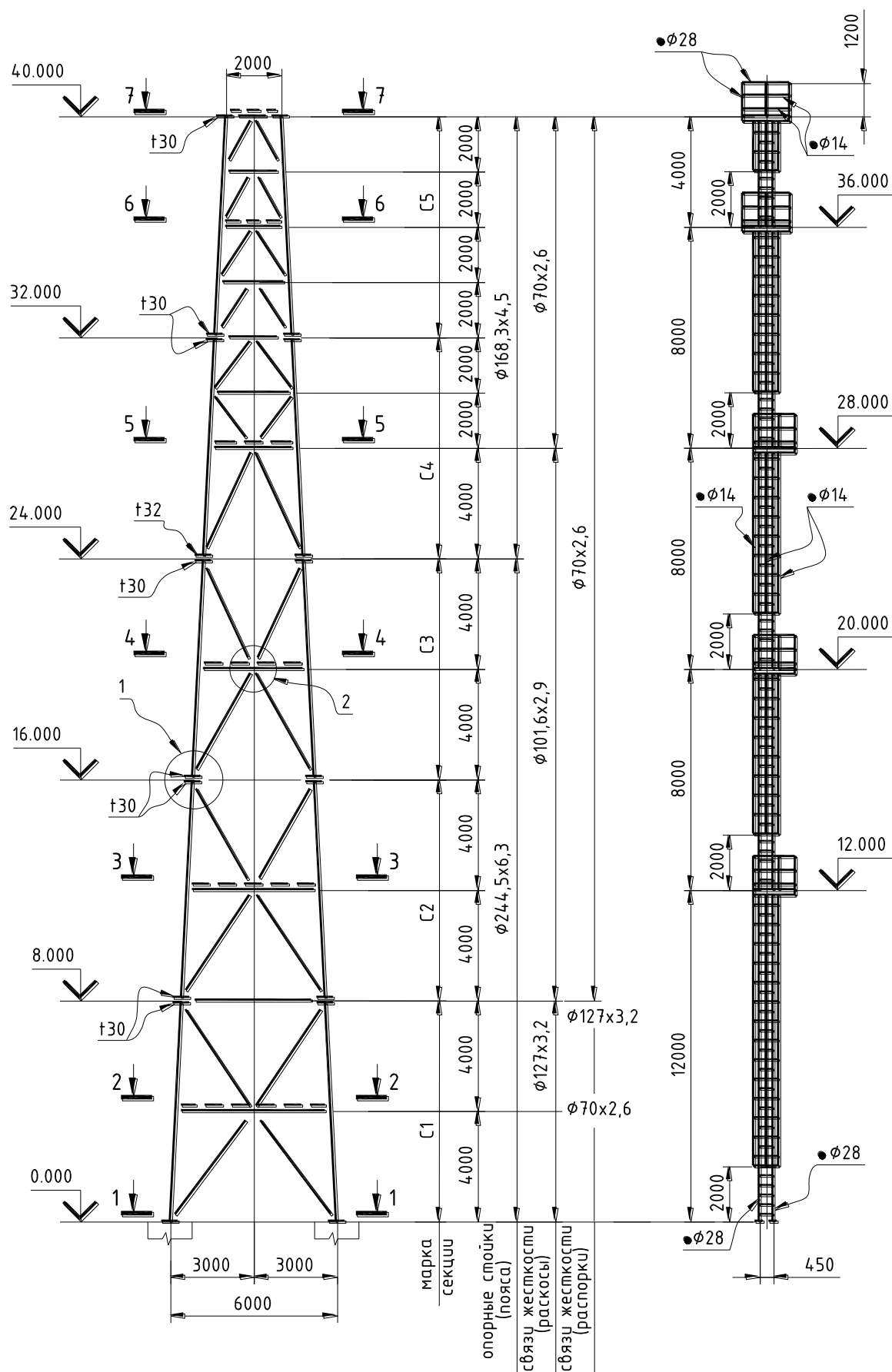


Рисунок А.1 – Схема элементов ствола и лестницы башни высотой 40,0 м

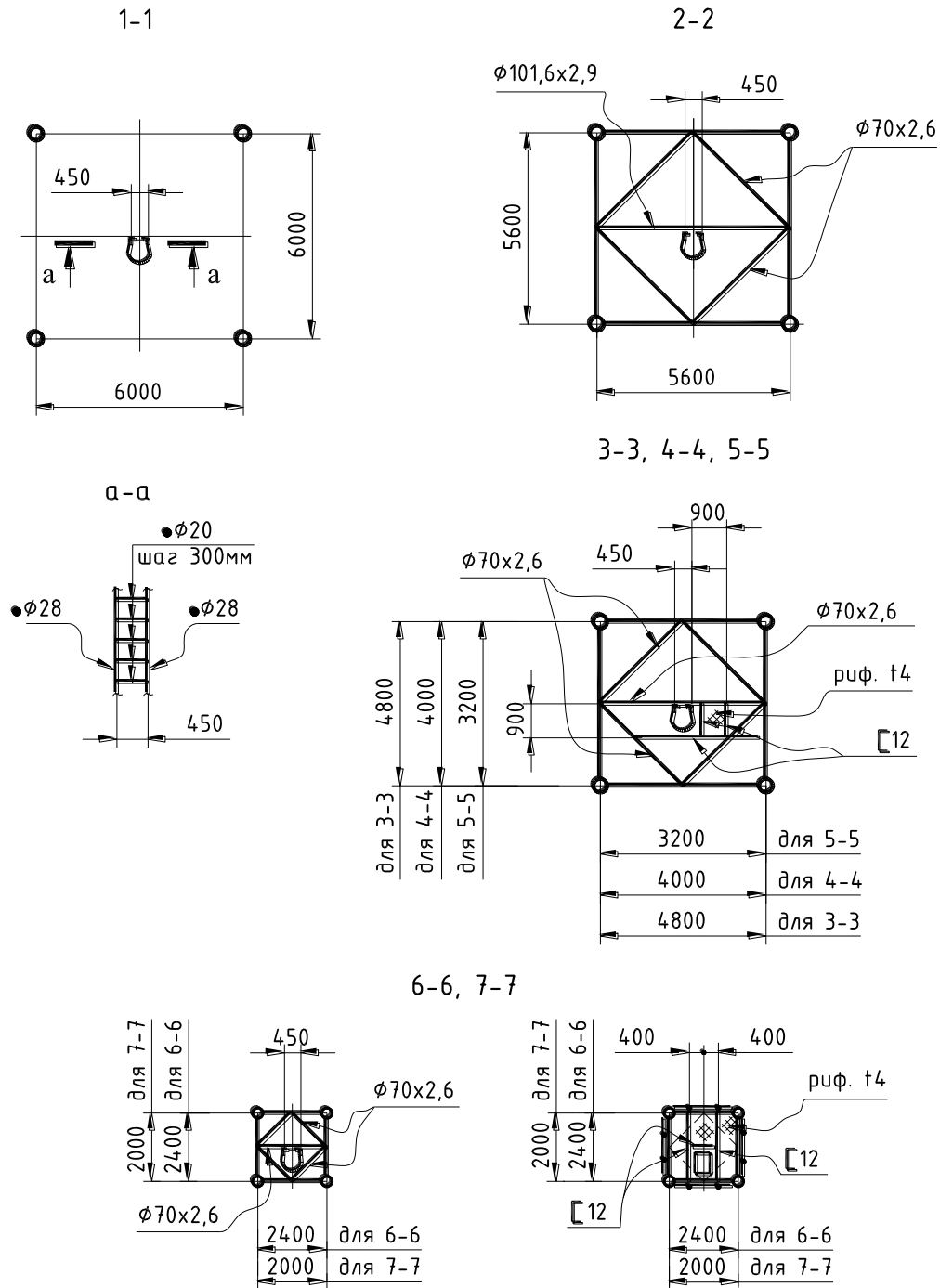


Рисунок А.2 – Схема элементов площадок и диафрагм

В данном примере приведен сбор постоянных нагрузок для задания его в расчет по программе SCAD.

Ниже приведено определение постоянной нагрузки для секции марки С1 (отметки 0.000 ÷ 8.000 м).

Принятые сечения элементов секции С1 (элементы из круглых труб приняты по сортаменту DIN 2448 из стали S275H по EN 10210-1):

– опорные стойки (пояса): труба $\phi 244,5 \times 6,3$; длина $\ell = 8,0$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 37,729$ кг/м;

- основные связи жесткости (раскосы): труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длины $\ell = 5,0$ м и $\ell = 4,7$ м; количество $n = 8$ шт (каждой длины); масса $g = 9,963$ кг/м;
- основная связь жесткости (распорка): труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 5,6$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 4,405$ кг/м;
- основная связь жесткости (распорка): труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длина $\ell = 5,2$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 9,963$ кг/м;
- фланцы: $330 \times 330 \times 30$ мм; площадь $A = 0,086$ м²; количество $n = 4$ шт; масса $g = 235,5$ кг/м²;
- фасонки: $200 \times 500 \times 8$ мм; площадь $A = 0,1$ м²; количество $n = 24$ шт; масса $g = 62,8$ кг/м²;
- опорная плита: $680 \times 680 \times 42$ мм; площадь $A = 0,46$ м²; количество $n = 4$ шт; масса $g = 329,7$ кг/м²;
- вспомогательная связь жесткости (диафрагма): труба $\varnothing 101,6 \times 2,9$; длина $\ell = 5,6$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 7,199$ кг/м;
- вспомогательная связь жесткости (диафрагма): труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 3,8$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 4,405$ кг/м.

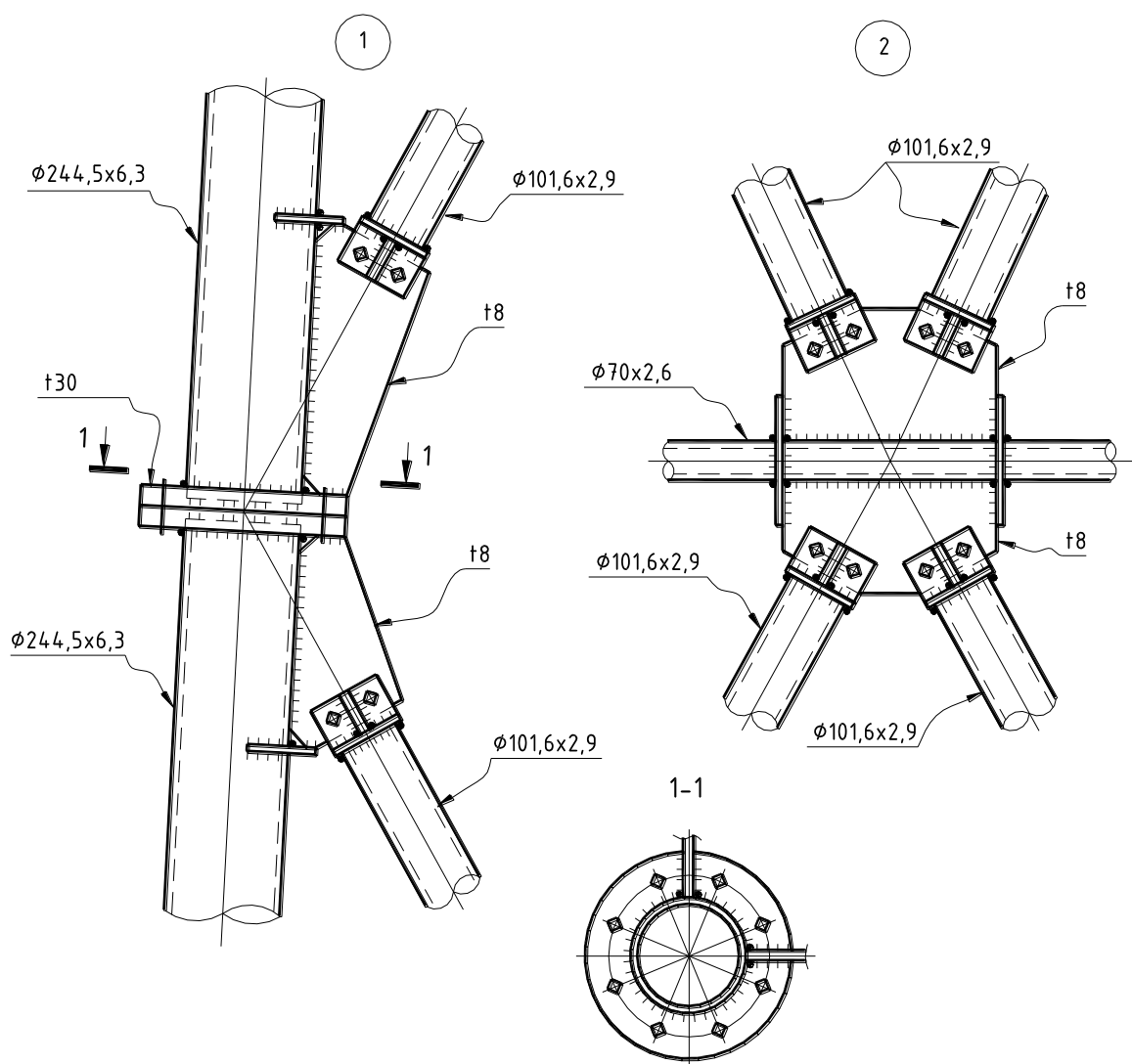


Рисунок А.3 – Узлы крепления элементов башни

Суммарная нагрузка G_k от собственного веса элементов секции определяется по формуле:

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad H$$

где g – масса погонного метра (или площади), кг/м или кг/м²;

ℓ – длина элемента или площадь, м или м²;

n – количество элементов на секцию;

k – коэффициент на неучтенные элементы.

Суммарная постоянная нагрузка G_{k1} от элементов секции C1 (характеристическое значение):

$$G_{k1} = 37,729 \cdot 8,0 \cdot 4 \cdot 1,1 + 9,963 \cdot (5,0 + 4,7) \cdot 8 \cdot 1,1 + 4,405 \cdot 5,6 \cdot 4 \cdot 1,1 + 9,963 \cdot 5,2 \cdot 4 \times \\ \times 1,1 + 235,5 \cdot 0,086 \cdot 4 + 62,8 \cdot 0,1 \cdot 24 + 329,7 \cdot 0,46 \cdot 4 + 7,199 \cdot 5,6 \cdot 1 \cdot 1,1 + 4,405 \cdot 3,8 \cdot 4 \cdot 1,1 = \\ = 3470,0 \text{ кгс} = 34700,0 \text{ Н}$$

Сечения элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции длиной 8,0 м):

– стойки: $\bullet \varnothing 28$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт; масса $g = 4,83$ кг/м;

– ступени: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 27 шт; масса $g = 2,5$ кг/м;

– ограждение: $\bullet \varnothing 14$ мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество 3 шт;

длина $\ell_2 = 1,75$ м; количество 13 шт; масса $g = 1,21$ кг/м;

– фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 4 шт; масса $g = 1,0$ кг/м;

– фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт; масса $g = 0,15$ кг/м.

Суммарная постоянная характеристическая нагрузка G_{k2} от собственного веса элементов лестницы и фидеров (для всех марок секций башни):

$$G_{k2} = 4,83 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,45 \cdot 27 + 1,21 \cdot (8,0 \cdot 3 + 1,75 \cdot 13) + 1,0 \cdot 8,0 \cdot 4 \cdot 1,2 + 0,15 \times \\ \times 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 220,0 \text{ кгс} = 2200,0 \text{ Н}$$

Согласно 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элемента, поэтому распределенная постоянная нагрузка на одну опорную стойку (пояс) башни будет равна:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L / n_n = (34700,0 + 2200,0) / 8,0 / 4 = 1153,0 \text{ Н/м},$$

где L – длина секции;

n_n – количество поясов.

Постоянная нагрузка для секций C2, C3, C4, C5 вычисляется аналогично, включая площадки, с учетом соответствующих сечений, длины и количества элементов, определяемых по схемам на Рисунках А.1 и А.2.

Определение постоянной нагрузки от площадки на отметке 40.000 м с сечениями:

– балки: швеллер [12; длина $\ell_1 = 2,0$ м, количество $n = 6$ шт и $\ell_2 = 0,8$ м, количество $n = 1$ шт; масса $g = 13,4$ кг/м;

– диафрагма: труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 1,3$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 4,405$ кг/м;

– диафрагма: труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 2,0$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 4,405$ кг/м;

– люк: уголок L50x5; длина $\ell = 0,8$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 3,77$ кг/м;

– рифленый настил толщиной t_4 : $A = 4,0$ м²; количество $n = 1$ шт; масса $g = 33,4$ кг/м²;

– ограждение: $\bullet \varnothing 28$ мм; длина $\ell_1 = 1,2$ м; количество $n = 8$ шт; $\ell_2 = 8,0$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 4,83$ кг/м;

– ограждение: $\bullet \varnothing 14$ мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество $n = 2$ шт; масса $g = 1,21$ кг/м.

Суммарная постоянная нагрузка $G_{k,пл}$ от площадки на отметке 40.000 м (характеристическое значение):

$$G_{k,пл} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot (2,0 \cdot 6 + 0,8) \cdot 1,1 + 4,405 \cdot 2,0 \cdot 1,1 + 4,405 \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot 1,1 + 3,77 \times \\ \times 0,8 \cdot 4 \cdot 1,1 + 4,0 \cdot 33,4 + 4,83 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) \cdot 1,2 + 1,21 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 496,0 \text{ кгс} = 4960,0 \text{ Н}$$

Определение постоянных нагрузок от отдельных вспомогательных элементов (вес оборудования – антенн).

Масса антенн принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной башни принято:

– антенны РРС Ø3,0 м – $G_{\text{ант.}} = 310$ кг

– антенны РРС Ø2,4 м – $G_{\text{ант.}} = 225$ кг

Трубостойки для антенн из Ø114×3,6; длина $\ell = 3,0$ м; масса $g = 10,03$ кг/м

Постоянная нагрузка от вспомогательных элементов (антенн) на отметке 40.000 м:

$$G_{\text{к,отм.40}} = (310 \cdot 2 + 225 \cdot 2) \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 4 \cdot 1,05 = 1250,0 \text{ кгс} = 12500,0 \text{ Н};$$

Постоянная нагрузка от вспомогательных элементов (антенн) на отметке 36.000 м:

$$G_{\text{к,отм.36}} = 310 \cdot 2 \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 2 \cdot 1,05 = 714,0 \text{ кгс} = 7140,0 \text{ Н},$$

где $k = 1,05$ на неучтенные элементы.

Результаты вычислений приведены в Таблице А.1. Расчетная нагрузка получена умножением характеристических значений, приведенных выше, на частный коэффициент безопасности для постоянной нагрузки $\gamma_G = 1,1$, принятый по Таблице 2.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции.

Таблица А.1 – Постоянные нагрузки на башню

Марка секции (отметки)	Ед. изм.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000 ÷ 24.000	C4 24.000 ÷ 32.000	C5 32.000 ÷ 40.000	Пло- щадка на отм. 40.000 м	Пло- щадка на отм. 36.000 м
Общая нагрузка на конструкцию (характеристическая)	Н	36900,0	27770,0	26920,0	20110,0	23220,0	4960,0	—
Распределенная на одну опорную стойку (характеристическая)	Н/м	1153	868,0	841,0	628,0	725,0	—	—
Распределенная на одну опорную стойку (расчетная)	Н/м	1269,0	955,0	925,0	691,0	798,0	—	—
Нагрузка от отдельных вспомогательных элементов (антенн) (характеристическая)	Н	—	—	—	—	—	12500,0	7140,0
Узловые нагрузки на одну опорную стойку от антенн и площадки (расчетные)	Н	—	—	—	—	—	4800,0	1964,0

А.1.2.2 Определение ветровых нагрузок.

Для нормативного значения ветрового давления 0,38 кПа, принятого для данной башни, основное значение базовой скорости ветра получено в соответствии с Формулой (2.1) пособия:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенты $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Базовое значение скорости ветра v_b равно, в соответствии с Формулой (2.2) пособия:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b .

Высота z для определения средней скорости ветра для каждой секции башни принимается по центрам площадей граней в пределах высоты секции (отметки 4.000м, 12.000м, 20.000м, 28.000м и 36.000м) и принимается отметка 40.000м для верхней площадки.

Коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности, определяется по Формуле (2.4) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right) = 1,017;$$

где коэффициент местности k_r для принятого по Таблице 2.4 данного пособия типа местности I равен, согласно Формуле (2.5):

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,1698,$$

где $z_0 = 0,01$ принято по Таблице 2.4, а $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $c_r(z) = 1,204$;

для отм. 20.000 м – $c_r(z) = 1,291$;

для отм. 28.000 м – $c_r(z) = 1,347$;

для отм. 36.000 м – $c_r(z) = 1,390$;

для отм. 40.000 м – $c_r(z) = 1,408$.

Согласно задания, башня расположена на склоне (см. Рисунок 2.4 пособия), имеющем уклон $\Phi = 0,25$ (или 14°). Горизонтальное расстояние между местоположением башни и наивысшей точкой местности составляет $x = -5,0$ м. Длина проекции наветренной стороны склона на горизонталь $L_u = 40,0$ м. Согласно 2.3.1.1.9 пособия, эти условия необходимо учитывать орографическим коэффициентом $c_o(z)$. Коэффициент $c_o(z)$ зависит от локального орографического коэффициента s , который можно определять по графикам на Рисунке 2.4 пособия или вычислять для рассматриваемой наветренной зоны по Формуле (2.9) данного пособия:

$$\begin{aligned} \text{для отметки 4.000 м: } s &= A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot x}{L_u}\right)} = 0,8385 \cdot e^{\left(\frac{2,5434 \cdot (-5)}{40}\right)} = 0,6102, \text{ где} \\ A &= 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124 = 0,1552 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^4 - \\ &- 0,8575 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{4}{40}\right) + 1,0124 = 0,8385 \\ B &= 0,3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2,6456 = 0,3542 \cdot \left(\frac{4}{40}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{4}{40}\right) + 2,6456 = 2,5434, \end{aligned}$$

Эффективная длина проекции наветренной стороны L_e для уклона $\Phi = 0,25$ по Таблице 2.6 пособия равна: $L_e = L_u = 40,0$ м

Коэффициент $c_o(z)$ определяется по Формуле (2.7) пособия:

$$c_o(z) = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi = 1 + 2 \cdot 0,6102 \cdot 0,25 = 1,3051.$$

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $c_o(z) = 1,2160$;

для отм. 20.000 м – $c_o(z) = 1,1566$;

для отм. 28.000 м – $c_o(z) = 1,1180$;

для отм. 36.000 м – $c_o(z) = 1,0927$;

для отм. 40.000 м – $c_o(z) = 1,0830$.

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли определяется по Формуле (2.3) данного пособия:

для отметки 4.000 м: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,017 \cdot 1,3051 \cdot 29,2 = 38,76 \text{ м/с}$.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $v_m(z) = 42,74 \text{ м/с}$;

для отм. 20.000 м – $v_m(z) = 43,58 \text{ м/с}$;

для отм. 28.000 м – $v_m(z) = 43,99 \text{ м/с}$;

для отм. 36.000 м – $v_m(z) = 44,35 \text{ м/с}$;

для отм. 40.000 м – $v_m(z) = 44,53 \text{ м/с}$.

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ определяется по Формуле (2.14) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,3051 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right)} = 0,1279,$$

где коэффициент турбулентности принят $k_i = 1,0$, согласно СН РК EN 1991-1-4.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $I_v(z) = 0,1160$;

для отм. 20.000 м – $I_v(z) = 0,1138$;

для отм. 28.000 м – $I_v(z) = 0,1127$;

для отм. 36.000 м – $I_v(z) = 0,1118$;

для отм. 40.000 м – $I_v(z) = 0,1113$.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ определяется по Формуле (2.15) пособия:

для отметки 4.000 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 38,76^2 = 1779,6 \text{ Н/м}^2,$$

где $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – плотность воздуха.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $q_p(z) = 2068,7 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 20.000 м – $q_p(z) = 2132,6 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 28.000 м – $q_p(z) = 2163,6 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 36.000 м – $q_p(z) = 2191,4 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 40.000 м – $q_p(z) = 2204,9 \text{ Н/м}^2$.

Для определения ветровой нагрузки F_w по формуле (2.18) пособия необходимо вычислить конструкционный коэффициент c_{sd} (см. 2.3.1.1.13 пособия), для которого сначала определяются параметры k_p , B и R (см. 2.3.1.1.14 пособия).

Конструкционный коэффициент c_{sd} определяется для базовой высоты z_s , принимаемой для вертикальных сооружений, в соответствии с Рисунком 6.1 СН РК EN 1991-1-4, равной:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 40,0 = 24,0 \text{ м},$$

где h – высота сооружения.

Для отметки 24.000 м, равной базовой высоте z_s , определяются:

– коэффициент, учитывающий тип местности: $c_r(z) = 1,321$;

– средняя скорость ветра: $v_m(z) = 43,8 \text{ м/с}$;

– интенсивность турбулентности: $I_v(z) = 0,113$;

– пиковое значение скоростного напора: $q_p(z) = 2149,1 \text{ Н/м}^2$.

В соответствии с 2.3.1.1.15 данного пособия, для отметки 24.000м определяется масштаб длины турбулентности $L(z)$, вычисляемый по Формуле (2.23) пособия:

$$\text{при } \alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,01) = 0,43974$$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{24}{200} \right)^{0,43974} = 118,1 \text{ м,}$$

где базовая высота $z_t = 200$ м, базовый масштаб длины $L_t = 300$ м.

Основная собственная изгибная частота n_1 определяется по Формуле (2.29) пособия:

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{40} = 1,15, \text{ Гц}$$

Для определения функции спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ должна быть вычислена безразмерная частота $f_L(z, n)$ на отметке 24.000 м по $n = n_1$:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,15 \cdot 118,1}{43,8} = 3,1.$$

Функция спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ может быть определена по графику на Рисунке 2.7 или вычислена по Формуле (2.24) данного пособия:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,1}{(1 + 10,2 \cdot 3,1)^{5/3}} = 0,063.$$

Фоновая составляющая реакции B^2 , рассчитывается по Формуле (2.25) пособия:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{3,6 + 40,0}{118,1} \right)^{0,63}} = 0,676,$$

где $b = 3,6$ м, $h = 40,0$ м – ширина и высота сооружения в направлении, перпендикулярном ветру.

Для определения резонансной составляющей реакции R^2 вычисляются параметры по 2.3.1.1.22 пособия для отметки 24.000 м:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 40}{118,1} \cdot 3,1 = 4,831,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 3,6}{118,1} \cdot 3,1 = 0,435.$$

Функции аэродинамической проводимости R_h и R_b для формы основных изгибных колебаний рассчитываются по Формулам (2.33) и (2.34) данного пособия:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{4,831} - \frac{1}{2 \cdot 4,831^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,831}) = 0,186;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,435} - \frac{1}{2 \cdot 0,435^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,435}) = 0,764;$$

Логарифмический декремент конструкционного затухания принимается по Таблице 2.7 пособия: для башен с креплением на обыкновенных болтах $\delta_s = 0,05$.

Основная форма колебаний определяется по Формуле (2.40) пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta = \left(\frac{4}{40} \right)^{2,5} = 0,003,$$

где $\zeta = 2,5$ – для металлических башен решетчатой конструкции.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $\Phi_1(z) = 0,049$;

для отм. 20.000 м – $\Phi_1(z) = 0,177$;

для отм. 28.000 м – $\Phi_1(z) = 0,410$;

для отм. 36.000 м – $\Phi_1(z) = 0,769$;

для отм. 40.000 м – $\Phi_1(z) = 1,000$.

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a необходимо значение коэффициента нагрузки (усилия) c_f , который определяется для решетчатых конструкций башен в соответствии с 2.3.1.4 настоящего пособия. Ниже приведено определение этого коэффициента нагрузки c_f .

Сначала определяется коэффициент ветровой нагрузки для конструктивных элементов башни $c_{f,s}$, в соответствии с 2.3.1.4.4 пособия. Метод его определения приведен ниже для секции марки С1 (отм. 0.000 - 8.000 м).

Принятые сечения элементов секции С1, их длина (в свету) и количество на наветренную грань башни:

- опорные стойки (пояса): труба $\varnothing 244,5 \times 6,3$; длина $\ell = 8,0$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (раскос): труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длина $\ell = 4,5$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (раскос): труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длина $\ell = 4,3$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (распорка): труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 5,2$ м; количество $n = 1$ шт;
- основная связь жесткости (распорка): труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длина $\ell = 4,8$ м; количество $n = 1$ шт;
- фасонки: $200 \times 500 \times 8$ мм; площадь $A = 0,1$ м²; количество $n = 6$ шт.

Для сечений элементов из круглых труб при вычислении площадей A_c и $A_{c,sup}$ необходимо знать режим элемента (докритический или сверхкритический), который определяется по числу Рейнольдса (Re), вычисляемому по Формуле (2.47) данного пособия.

Число Рейнольдса зависит от диаметра элемента и пикового значения скорости ветра на базовой высоте z_e , определяемого из пикового значения скоростного напора q_p по следующей формуле:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}, \quad \text{где } \rho = 1,25 \text{ кг/м}^3 - \text{плотность воздуха.}$$

Для всех элементов секции вычисляются числа Рейнольдса:

а) для пояса из $\varnothing 244,5 \times 6,3$ и скоростном напоре $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,2445 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 8,7 \cdot 10^5,$$

где $v = 15 \cdot 10^{-6}$ м²/с – кинематическая вязкость воздуха.

б) для раскоса и распорки из $\varnothing 127 \times 3,2$ и $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{0,127 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 4,52 \cdot 10^5;$$

в) для распорки из $\varnothing 70 \times 2,6$ и $q_p = 1779,6$ Н/м²

$$Re = \frac{0,070 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 2,49 \cdot 10^5.$$

Для элементов секции круглого сечения с $Re > 4 \times 10^5$, относящихся к элементам в сверхкритическом режиме, площади определяются:

$$A_{c,sup} = d \cdot L \cdot n = 0,2445 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,5 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,3 \cdot 2 + 0,127 \cdot 4,8 \cdot 1 = 6,757 \text{ м}^2.$$

Для элементов секции круглого сечения с $Re < 4 \times 10^5$, относящихся к элементам в докритическом режиме, площади определяются: $A_c = d \cdot L \cdot n = 0,070 \cdot 5,2 \cdot 1 = 0,364 \text{ м}^2$,

где d – диаметр элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани секции.

Площадь элементов плоского сечения: $A_f = 0$;

Общая расчетная площадь: $A_S = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 7,121 \text{ м}^2$;

Площадь узловых фасоннок: $A_g = A \cdot n = 0,1 \cdot 6 = 0,6 \text{ м}^2$;

Суммарная (базовая площадь) секции С1 равна: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = A_S + A_g = 7,121 + 0,6 = 7,721 \text{ м}^2$.

Аналогично вычислены базовые площади A_{ref} для других секций башни:

для секции С2 – $A_{\text{ref}} = 6,527 \text{ м}^2$;

для секции С3 – $A_{\text{ref}} = 6,270 \text{ м}^2$;

для секции С4 – $A_{\text{ref}} = 5,151 \text{ м}^2$;

для секции С5 – $A_{\text{ref}} = 5,002 \text{ м}^2$;

Определяются габариты секции, с учетом размеров поясов (по их наружным граням).

Для секции С1 общая (средняя) ширина секции $B = 5,6 + 0,2445 = 5,8445 \text{ м}$;

длина секции $L = 8,0 \text{ м}$.

Определяется коэффициент сплошности φ по Формуле (2.55) пособия:

$$\varphi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 7,721 / 5,8445 \cdot 8,0 = 0,165$$

Коэффициенты K_1 и K_2 для определения коэффициента угла воздействия ветра равны:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_S} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,\text{sup}})}{A_S} = \frac{0,8 \cdot (0,364 + 6,757)}{7,121} = 0,8 ;$$

Т. к. $\varphi < 0,2$, принимается $K_2 = 0,2$.

Коэффициент угла воздействия ветра K_θ для конструкций квадратного сечения рассчитывается по Формуле (2.60) пособия:

Для угла воздействия ветра $\theta = 0^\circ$ (принимается для определения усилий в элементах связей жесткости башни):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,8 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0 .$$

Для угла воздействия ветра $\theta = 45^\circ$ (принимается для определения усилий в опорных стойках – поясах башни):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,8 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,16 .$$

Определить эти коэффициенты можно также по графику на Рисунке 2.25 данного пособия.

Определяются коэффициенты силы для секции С1 по Формулам (2.65) - (2.67) пособия:

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2 = 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,165) + (2,25 + 0,875) \cdot 0,165^2 = 1,778 ;$$

$$c_{f,0,c,\text{sup}} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)\}} = 1,9 - \sqrt{(1 - 0,165) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot 2,25 + 0,165)} = 1,322 ,$$

где $C_1 = 2,25$ и $C_2 = 1,5$ для конструкции башни квадратного сечения.

Коэффициент общей нормальной силы для секции вычисляется по Формуле (2.64) пособия:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 1,778 \cdot \frac{0,364}{7,121} + 1,322 \cdot \frac{6,757}{7,121} = 1,345 .$$

Коэффициент ветровой нагрузки конструктивных элементов $c_{f,S}$ для секции С1 в направлении ветра перпендикулярно грани башни (угол $\theta = 0^\circ$) определен, в соответствии с Формулой (2.59) данного пособия:

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,345 \cdot \frac{7,121}{7,721} = 1,241 ;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $c_{f,S} = 1,16 \cdot 1,345 \cdot \frac{7,121}{7,721} = 1,439 .$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,S}$ для других секций башни:

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,S} = 1,345$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 1,560$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,S} = 1,340$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 1,554$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,S} = 1,320$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 1,531$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,S} = 1,212$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 1,447$ (для $\theta = 45^\circ$).

Коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для линейных вспомогательных элементов (лестниц, фидеров, площадок) определяются по 2.3.1.4.6 данного пособия.

Сечения элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции длиной 8,0 м):

– стойки: $\bullet \varnothing 28$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт;

– ступени: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 27 шт;

– ограждение: $\bullet \varnothing 14$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 3 шт;

проекция горизонтальных элементов ограждения длиной $\ell = 0,6$ м; количество 13 шт;

– фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 4 шт;

– фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт.

Для элементов лестницы круглого сечения определяется число Рейнольдса:

– для стоек из $\bullet \varnothing 28$ мм при скоростном напоре $q_p = 1779,6$ Н/м² для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,028 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,0 \cdot 10^5 < 4 \times 10^5,$$

Поскольку диаметр остальных элементов лестницы меньше 28 мм и, следовательно, $Re < 4 \times 10^5$, то для всех элементов лестницы принят докритический режим.

Коэффициент общей нормальной силы $c_{f,A,0}$ для лестницы определяется по 2.3.1.4.11 пособия, как для отдельного каркаса.

Площадь элементов докритического режима определяется:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,028 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,02 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,014 \cdot 8,0 \cdot 3 + 0,014 \cdot 0,6 \cdot 14 = 1,145 \text{ м}^2,$$

Общая расчетная площадь вспомогательных элементов (лестница):

$$A_A = A_S = A_f + A_c + A_{c,sup} = 1,145 \text{ м}^2, \text{ где } A_f = 0 \text{ и } A_{c,sup} = 0.$$

Габариты лестницы (с учетом ширины ограждения): ширина $B = 0,6$ м и длина $L = 8,0$ м.

Определяется коэффициент сплошности ϕ для каркаса лестницы:

$$\phi = A_A / B \cdot L = 1,145 / 0,6 \cdot 8,0 = 0,238 < 0,6$$

Определяется коэффициент нормальной силы $c_{f,c}$ для элементов докритического режима:

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \phi^2) \cdot c_{f,f} = (0,6 + 0,4 \cdot 0,238^2) \cdot 1,748 = 1,089,$$

где коэффициент $c_{f,f}$ для $\phi \leq 0,6$ равен:

$$c_{f,f} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \phi)^{1,8} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - 0,238)^{1,8} = 1,748$$

Коэффициент нормальной силы $c_{f,A,0}$ определен по Формуле (2.73) пособия:

$$c_{f,A,0} = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S} = 1,089 \cdot \frac{1,145}{1,145} = 1,089.$$

Лестница расположена в центре башни, коэффициент для учета затенения принят $K_A = 1$ для всех секций, кроме верхней марки С5, где $K_A = 0,8$ по Таблице 2.14 пособия.

Угол наклона ветра к продольной оси лестницы $\psi = 90^\circ$.

Суммарная (базовая площадь) секции С1 определена выше: $\Sigma A = A_{ref} = 7,721 \text{ м}^2$.

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для лестницы (в секции С1) определяется по Формуле (2.68) пособия:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,089 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{1,145}{7,721} = 0,161.$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для вспомогательных элементов (лестниц) для других секций башни:

$$\text{для секции С2 (отм. 12.000 м) – } c_{f,A} = 0,191;$$

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,199$;

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,242$;

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,200$.

Коэффициент общей нормальной силы $c_{f,A,0}$ для фидеров определяется по Таблице 2.13 пособия, как для отдельных изолированных элементов.

Для элементов фидеров круглого сечения определяется число Рейнольдса:

– для фидера из $\bullet\varnothing 48$ мм при скоростном напоре $q_p = 1779,6$ Н/м² для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{\nu} = \frac{0,048 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,71 \cdot 10^5,$$

– для фидера из $\bullet\varnothing 20$ мм при скоростном напоре $q_p = 1779,6$ Н/м² для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{\nu} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1779,6 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,71 \cdot 10^5.$$

По Таблице 2.13 данного пособия определяются коэффициенты $c_{f,A,0}$:

$c_{f,A,0} = 1,2$ для фидеров $\bullet\varnothing 48$ мм и $\bullet\varnothing 20$ мм при $Re < 2 \times 10^5$.

Наветренная площадь фидеров определяется (для секции С1 длиной 8,0 м):

для фидера $\bullet\varnothing 48$ мм $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,048 \cdot 8,0 \cdot 4 = 1,536$ м²,

для фидера $\bullet\varnothing 20$ мм $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,0 \cdot 2 = 0,32$ м².

Фидера крепятся к элементам лестницы, расположенной в центре башни, коэффициент для учета затенения для них принят $K_A = 1$ для всех секций, кроме верхней секции марки С5, где $K_A = 0,8$ по Таблице 2.14 пособия. Угол наклона ветра к продольной оси фидеров $\psi = 90^\circ$.

Суммарная (базовая площадь) секции С1 определена выше: $\Sigma A = A_{ref} = 7,721$ м².

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для фидеров (в секции С1) определяется по Формуле (2.68) пособия:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 1 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{(1,2 \cdot 1,536 + 1,2 \cdot 0,32)}{7,721} = 0,289$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для вспомогательных элементов (фидеров) для других секций башни:

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,341$;

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,355$;

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,432$;

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,356$.

В соответствии с приведенными выше двумя методами определения коэффициента ветровой нагрузки для вспомогательных элементов, были вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для площадок секций С1 - С5 и площадки на отметке 40.000м:

для секции С1 (отм. 4.000 м) – $c_{f,A} = 0,063$;

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,170$;

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,184$;

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,214$;

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,165$;

для площадки (отм. 40.000 м) – $c_{f,A} = 0,170$.

Коэффициент общей ветровой нагрузки Σc_f в направлении ветра для секции С1 равняется (согласно Формулы (2.58) пособия):

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 1,241 + 0,161 + 0,289 + 0,063 = 1,754 ;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 1,439 + 0,161 + 0,289 + 0,063 = 1,952 .$$

Аналогично вычислены коэффициенты общей ветровой нагрузки Σc_f для других секций башни:

для секции C2 (отм. 12.000 м) – $c_f = 2,047$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 2,262$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C3 (отм. 20.000 м) – $c_f = 2,078$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 2,292$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C4 (отм. 28.000 м) – $c_f = 2,208$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 2,419$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C5 (отм. 36.000 м) – $c_f = 1,933$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 2,169$ (для $\theta = 45^\circ$)

для площадки (отм. 40.000 м) – $c_f = 0,170$;

для отметки 24.000 м: $c_f = 2,078$ (для $\theta = 0^\circ$) и $c_f = 2,292$ (для $\theta = 45^\circ$).

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a , нужного при определении конструкционного коэффициента c_{sd} , помимо коэффициента ветровой нагрузки c_f , необходимо значение эквивалентной массы на единицу длины m_e , определяемое по Формуле (2.39) данного пособия:

$$m_e = \frac{3690,0/8 \cdot 0,003^2 + 2777,0/8 \cdot 0,05^2 + 2692,0/8 \cdot 0,177^2 + 2011,0/8 \cdot 0,41^2 + 2818,0/8 \cdot 0,769^2}{0,003^2 + 0,05^2 + 0,177^2 + 0,41^2 + 0,769^2} = 330,2 \text{ кг/м}$$

Логарифмический декремент аэродинамического затухания δ_a вычисляется по Формуле (2.38) пособия для отметки 24.000 м, принятой для определения конструкционного коэффициента.

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{2,078 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 43,8}{2 \cdot 1,15 \cdot 330,2} = 0,539 ;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $\delta_a = \frac{2,292 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 43,8}{2 \cdot 1,15 \cdot 330,2} = 0,595 .$

Логарифмический декремент затухания δ определяется по Формуле (2.35) пособия:

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,539 = 0,589$;

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,595 = 0,645$.

Резонансная составляющая реакции R^2 определяется по Формуле (2.32) пособия:

$$\text{Для угла } \theta = 0^\circ: R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,589} \cdot 0,063 \cdot 0,186 \cdot 0,764 = 0,075$$

$$\text{Для угла } \theta = 45^\circ: R^2 = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,645} \cdot 0,063 \cdot 0,186 \cdot 0,764 = 0,069$$

Частота восходящего потока ν определяется по Формуле (2.27) пособия:

$$\text{Для угла } \theta = 0^\circ: \nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,075}{0,676 + 0,075}} = 0,364 \text{ Гц} .$$

$$\text{Для угла } \theta = 45^\circ: \nu = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,069}{0,676 + 0,069}} = 0,349 \text{ Гц} .$$

Пиковый коэффициент k_p определяется по Формуле (2.26) пособия (можно определять коэффициент по Рисунку 2.8 пособия):

Для угла $\theta = 0^\circ$:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,364 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,364 \cdot 600)}} = 3,465$$

$$\text{Для угла } \theta = 45^\circ: k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,349 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,349 \cdot 600)}} = 3,453$$

Конструкционный коэффициент c_{scd} определяется по Формуле (2.20) данного пособия:

Для угла $\theta = 0^\circ$:

$$c_{scd} = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,465 \cdot 0,113 \cdot \sqrt{0,676 + 0,075}}{1 + 7 \cdot 0,113} = 0,937;$$

$$\text{Для угла } \theta = 45^\circ: c_{scd} = \frac{1 + 2 \cdot 3,453 \cdot 0,113 \cdot \sqrt{0,676 + 0,069}}{1 + 7 \cdot 0,113} = 0,934.$$

Ветровая нагрузка на башню по секциям определяется по 2.3.1.5.3 пособия. Для этого выполняется проверка применимости эквивалентного статического метода, в соответствии с которым определяется эта нагрузка. Проверка выполняется по Формуле (2.74) пособия.

Для отдельных вспомогательных элементов (антенного оборудования) расчетная ветровая площадь $c_f \cdot A$ принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной башни приняты следующие ветровые площади $c_f \cdot A$ для антенн:

- для антенны РРС Ø3,0 м – $c_f \cdot A = 11,6 \text{ м}^2$;
- антенны РРС Ø2,4 м – $c_f \cdot A = 7,5 \text{ м}^2$.

Сумма ветровых нагрузок $c_{ft} \cdot A_T$ для площадки с антеннами на отметке 40.000 м при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ равна:

$$c_{ft} \cdot A_T = 0,170 \cdot 5,002 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 39,05 \text{ м}^2$$

Эта сумма $c_{ft} \cdot A_T$ получилась меньше 1/3 общего результата суммирования, равного:

$$1/3 \Sigma c_{ft} \cdot A_T = 1/3 \cdot 123,2 = 41,07 \text{ м}^2.$$

Проверка по Формуле (2.74), принимая нагрузку и массу от площадки и антенн на отметке 40.000 м:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{ft} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (496 + 1250)}{7850 \cdot 39,05 \cdot \sqrt{6,0 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{0}{40} \right)^2 = 0,357 < 1,$$

следовательно, эквивалентный статический метод расчета при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ можно применять.

Сумма ветровых нагрузок $c_{ft} \cdot A_T$ для площадки с антеннами на отметке 40.000 м при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$c_{ft} \cdot A_T = 0,170 \cdot 5,002 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 39,05 \text{ м}^2$$

Эта сумма $c_{ft} \cdot A_T$ получилась меньше 1/3 общего результата суммирования, равного:

$$1/3 \Sigma c_{ft} \cdot A_T = 1/3 \cdot 129,77 = 43,3 \text{ м}^2.$$

Проверка по Формуле (2.74), принимая нагрузку и массу от площадки и антенн на отметке 40.000 м:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{ft} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (496 + 1250)}{7850 \cdot 39,05 \cdot \sqrt{8,485 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{0}{40} \right)^2 = 0,30 < 1,$$

следовательно, эквивалентный статический метод расчета при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ можно применять.

Нагрузка среднего ветра (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ определяется по Формуле (2.75) данного пособия:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \Sigma c_f \cdot A_{ref} = \frac{1779,6}{1 + 7 \cdot 0,1279} \cdot 1,754 \cdot 7,721 = 12716,0 \text{ Н}$$

Нагрузка среднего ветра (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1779,6}{1 + 7 \cdot 0,1279} \cdot 1,952 \cdot 7,721 = 14150,0 \text{ Н}$$

Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (характеристическое значение) $F_{T,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$, определяется по Формуле (2.76) пособия:

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] =$$

$$= 12716,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot 0,937 - 1}{1,3051} \right] = 20220,0 \text{ Н}$$

Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (характеристическое значение) $F_{T,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$F_{T,w}(z) = 14150,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1279) \cdot 0,934 - 1}{1,3051} \right] = 22435,0 \text{ Н}$$

Частный коэффициент для ветрового воздействия равен $\gamma_Q = 1,4$ для 2 класса надежности конструкции, согласно Таблице 2.2 данного пособия. Поэтому, учитывая ветер как доминирующее переменное воздействие, согласно Приложению А1 СН РК EN 1990, расчетную нагрузку от ветра для комбинации воздействий получаем умножением полученного характеристического значения на этот коэффициент.

Согласно 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элемента, поэтому, с учетом частного коэффициента для ветрового воздействия $\gamma_Q = 1,4$, распределенная расчетная эквивалентная нагрузка от порывов ветра на одну опорную стойку (пояс) башни для секции С1 будет равна:

для ветра под углом $\theta = 0^\circ$: $q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 20220,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 885,0 \text{ Н/м}$;

для ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $q_{T,w} = F_{T,w}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 22435,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 982,0 \text{ Н/м}$;

где L – длина секции, n_n – количество опорных стоек.

Аналогично вычислена расчетная ветровая нагрузка для других секций башни.

а) Нагрузка среднего ветра (расчетные значения):

для секции С2 (отм. 12.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 21350,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 23600,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 21650,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 23885,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 19260,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 21100,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 16640,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 18670,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 40.000м:

– $F_{m,w}(z) = 1470,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 1470,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

Расчетная нагрузка среднего ветра для антенн:

отметка 40,000м – $F_{m,w}(z) = 66280,0 \text{ Н}$;

отметка 36,000м – $F_{m,w}(z) = 39930,0 \text{ Н}$;

б) Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (расчетные значения), распределенная нагрузка приведена на одну опорную стойку (пояс):

для секции С2 (отм. 12.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 33515,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,w}(z) = 36920,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1047,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1154,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 34890,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,w}(z) = 38370,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1090,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1200,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 31890,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,w}(z) = 34850,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 997,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1090,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 28520,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,w}(z) = 31890,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 890,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 997,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 40.000 м:

– $F_{m,w}(z) = 2560,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 2560,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

Эквивалентная расчетная нагрузка от порывов ветра для антенн:

отметка 40,000м – $F_{m,w}(z) = 115160,0 \text{ Н}$;

отметка 36,000м – $F_{m,w}(z) = 68450,0 \text{ Н}$;

Эквивалентные расчетные нагрузки от порывов ветра задаются на расчет по пространственной схеме по программе SCAD.

А.1.3 Расчет конструкций

Пространственный расчет башни выполнялся с использованием проектно-вычислительного комплекса SCAD Office.

Расчет выполнялся на действие постоянной нагрузки от собственного веса конструкций и оборудования (см. А.1.2.1) и на ветровое воздействие (см. А.1.2.2).

Схема с максимальными (расчетная комбинация постоянной нагрузки с ветровым воздействием) усилиями в элементах (в тс), полученными в этом расчете, приведена на Рисунке А.4.

А.1.4 Классификация сечений элементов башни

Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

Предельные отношения для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 6.1 данного пособия.

Для расчетов необходимо определить класс сечения элементов башни. Сталь для элементов башни принимается S275H по EN 10210-1 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$.

а) Для опорной стойки (пояса) башни из трубы $\varnothing 244,5 \times 6,3$ (см. Рисунок А.5):

$d = 244,5 \text{ мм}$, $t = 6,3 \text{ мм}$

Отношение диаметра трубы к ее толщине: $D / t = 244,5 / 6,3 = 38,8$

Условие по Таблице 6.1 пособия для 2 класса сечения – $D / t < 70 \cdot \varepsilon^2 = 70 \cdot 0,85 = 59,5$;

для 1 класса сечения – $D / t < 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,85 = 42,5$,

Проверка условия: $D / t = 38,8 < 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

б) Для опорной стойки (пояса) башни из трубы $\varnothing 168,3 \times 4,5$:

$$d = 168,3 \text{ mm}, \quad t = 4,5 \text{ mm}$$

Отношение: $D / t = 168,3 / 4,5 = 37,4 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

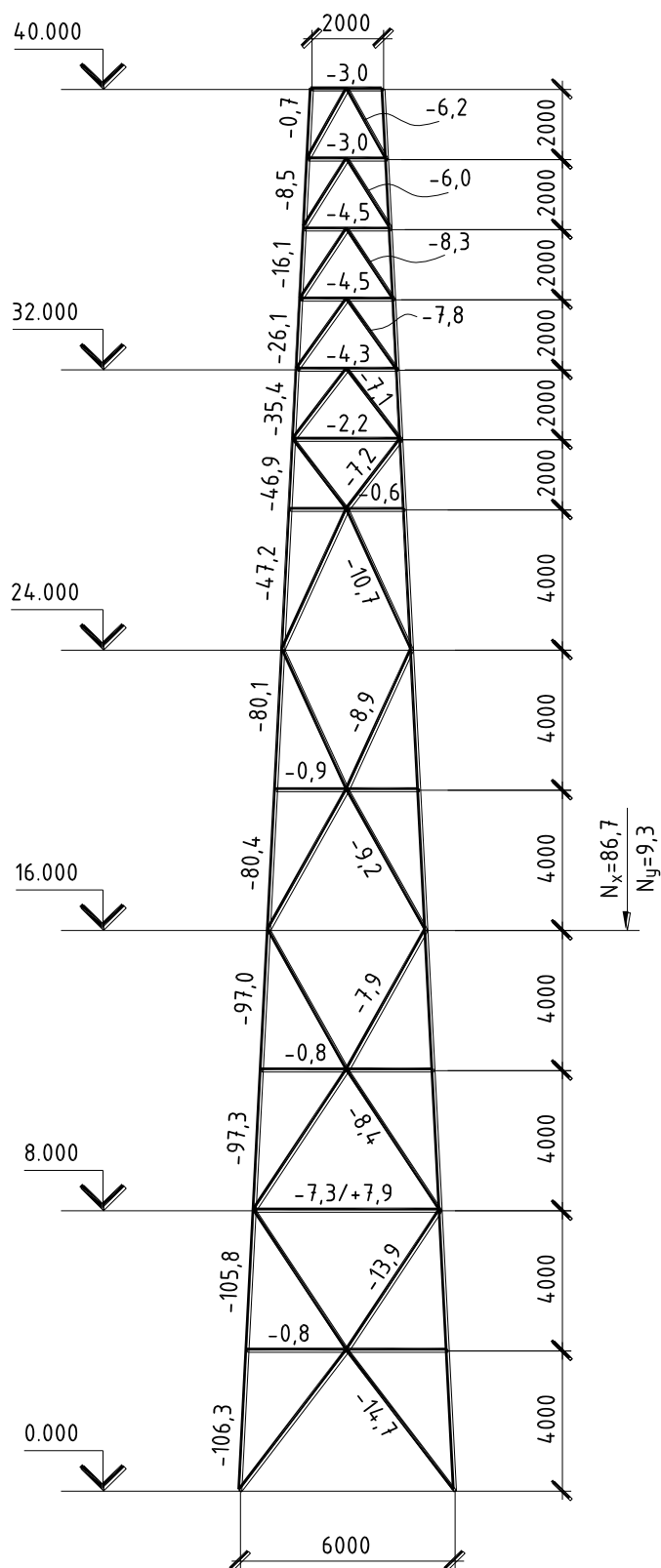


Рисунок А.4 – Схема максимальных усилий в элементах башни (в тс)

в) Для основной связи жесткости (раскоса) башни из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$:

$$d = 127,0 \text{ мм}, \quad t = 3,2 \text{ мм}$$

Отношение: $D / t = 127,0 / 3,2 = 39,7 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

г) Для основной связи жесткости (раскоса) башни из трубы $\varnothing 101,6 \times 2,9$:

$$d = 101,6 \text{ мм}, \quad t = 2,9 \text{ мм}$$

Отношение: $D / t = 101,6 / 2,9 = 35,0 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

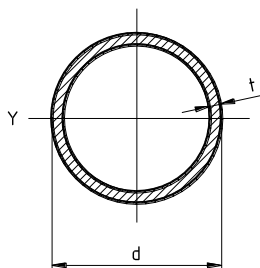


Рисунок А.5 – Размеры сечения круглой трубы

д) Для основной связи жесткости (раскоса) башни из трубы $\varnothing 70 \times 2,6$:

$$d = 70,0 \text{ мм}, \quad t = 2,6 \text{ мм}$$

Отношение: $D / t = 70,0 / 2,6 = 26,9 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,5$ – сечение трубы 1 класса.

Все сечения элементов башни относятся к 1 классу.

А.1.5 Определение несущей способности по устойчивости сжатых элементов башни

Сжатые элементы проверяют на устойчивость по Формуле (6.19) данного пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где N_{Ed} – расчетное значение сжимающей силы, принимаемое в данном примере по схеме с максимальными усилиями, полученными при расчете по программе SCAD Office (см. Рисунок А.4).

$N_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

1) Определение несущей способности опорных стоек (поясов).

а) Опорная стойка секции С1 из трубы $\varnothing 244,5 \times 6,3$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448.

Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 1063000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 4710 \text{ мм}^2$, радиус инерции $i_{yy} = 8,42 \text{ см}$

Для расчета гибкости опорной стойки (пояса) λ при принятой схеме с симметричными связями жесткости в двух перпендикулярных плоскостях, согласно 6.3.3.2.2 пособия, расчетная длина принимается равной геометрической длине между узлами: $L = 401 \text{ см}$.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{401}{8,42} = 47,6 < \lambda_{пред} = 120$$

Предельная гибкость $\lambda_{пред}$ указана в 6.3.3.2.1 настоящего пособия.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. 6.3.2.3 пособия) равна:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется для сечений класса 1 и 2 по Формуле (6.23) пособия:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{47,6}{86,8} = 0,548$$

По Таблице 6.9 данного пособия определяется эффективный коэффициент гибкости: $k=1,0$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ определяется по Формуле (6.25) пособия:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,0 \cdot 0,548 = 0,548$$

Кривая потери устойчивости для горячедеформированных труб принимается по Таблице 6.8 данного пособия – «а».

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства, для кривой «а» принимается по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,21$.

Величина Φ для вычисления понижающего коэффициента χ определяется по 6.3.2.2 настоящего пособия, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,548 - 0,2) + 0,548^2 \right] = 0,687$$

Понижающий коэффициент χ определяется по Формуле (6.22) пособия:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,687 + \sqrt{0,687^2 - 0,548^2}} = 0,9087$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости $N_{b,Rd}$ определяется для сечений 1 и 2 класса по Формуле (6.20) данного пособия:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9087 \cdot 4710 \cdot 275}{1} = 1176995,0 \text{ Н},$$

где частный коэффициент безопасности по устойчивости $\gamma_{M1} = 1,0$.

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) из трубы $\varnothing 244,5 \times 6,3$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1063000,0}{1176995,0} = 0,91 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки обеспечена.

б) Опорная стойка секции С4 из трубы $\varnothing 168,3 \times 4,5$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448.

Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 472000,0 \text{ Н}$

Геометрические характеристики сечения: $A = 2320 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 5,79 \text{ см}$

Расчетная длина для опорной стойки – $L = 401 \text{ см}$.

Гибкость равна: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{401}{5,79} = 69,3 < \lambda_{пред} = 120$.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{69,3}{86,8} = 0,798$

Эффективный коэффициент гибкости: $k=1,0$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,0 \cdot 0,798 = 0,798$

Коэффициент α для кривой «а» принят: $\alpha = 0,21$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,798 - 0,2) + 0,798^2 \right] = 0,881$

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{0,881 + \sqrt{0,881^2 - 0,798^2}} = 0,797$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,797 \cdot 2320 \cdot 275}{1} = 508480,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) из трубы $\varnothing 168,3 \times 4,5$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{472000,0}{508480,0} = 0,93 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки обеспечена.

2) Определение несущей способности основных связей жесткости (раскосов).

а) Раскос секции С1 из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 147000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения: $A = 1240 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 4,38 \text{ см}$

Расчетная длина основной связи жесткости (раскоса), согласно схеме III Рисунка 6.7 настоящего пособия, принимается равной геометрической длине между узлами – $L = 500,2 \text{ см}$.

Гибкость равна: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{500,2}{4,38} = 114,2 < \lambda_{пред} = 180$.

Предельная гибкость $\lambda_{пред}$ указана в 6.3.3.3.1 настоящего пособия.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8$.

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{114,2}{86,8} = 1,316$

По Таблице 6.10 (б) пособия определяется эффективный коэффициент гибкости: $k = 0,95$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,95 \cdot 1,316 = 1,25$

Коэффициент α для кривой «а» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,21$.

Величина Φ для вычисления понижающего коэффициента χ определена, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,25 - 0,2) + 1,25^2 \right] = 1,392$;

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{1,392 + \sqrt{1,392^2 - 1,25^2}} = 0,499$;

Расчетное значение несущей способности раскоса по устойчивости $N_{b,Rd}$ определяется:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,499 \cdot 1240 \cdot 275}{1} = 170160,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{147000,0}{170160,0} = 0,87 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена. Сечение связи жесткости принимается из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$ поскольку ближайшие сечения по сортаменту DIN не удовлетворяют условию устойчивости.

б) Раскос секции С2 из трубы $\varnothing 101,6 \times 2,9$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 84000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения: $A = 899 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 3,49 \text{ см}$

Расчетная длина раскоса – $L = 477,5 \text{ см}$.

Гибкость равна: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{477,5}{3,49} = 136,8 < \lambda_{пред} = 180$.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{136,8}{86,8} = 1,576$.

Эффективный коэффициент гибкости: $k = 0,95$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,576 = 1,497$

Коэффициент α для кривой «а» принят: $\alpha = 0,21$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,497 - 0,2) + 1,497^2] = 1,757$;

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{1,757 + \sqrt{1,757^2 - 1,497^2}} = 0,373$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,373 \cdot 899 \cdot 275}{1} = 92210,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) из трубы $\varnothing 101,6 \times 2,9$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{84000,0}{92210,0} = 0,91 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена.

в) Раскос секции С4 из трубы $\varnothing 70 \times 2,6$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 72000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения: $A = 551 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 2,38 \text{ см}$

Расчетная длина раскоса $L = 250,2 \text{ см}$.

Гибкость равна: $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{250,2}{2,38} = 105,1 < \lambda_{пред} = 180$.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна: $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{105,1}{86,8} = 1,211$.

Эффективный коэффициент гибкости: $k = 0,95$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,211 = 1,15$

Коэффициент α для кривой «а» принят: $\alpha = 0,21$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,262$;

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{1,262 + \sqrt{1,262^2 - 1,15^2}} = 0,562$.

Расчетное значение несущей способности по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,562 \cdot 551 \cdot 275}{1} = 85150,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) из трубы $\varnothing 70 \times 2,6$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{72000,0}{85150,0} = 0,85 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена.

г) Распорка секции С1 из трубы $\varnothing 70 \times 2,6$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 8000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения: $A = 551 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 2,38 \text{ см}$

Расчетная длина распорки равна $L = 280 \text{ см}$ (распорка развязана из плоскости вспомогательными связями жесткости – диафрагмами).

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{280}{2,38} = 117,6 < \lambda_{пред} = 180.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{117,6}{86,8} = 1,355$$

Эффективный коэффициент гибкости: $k = 0,95$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,355 = 1,287$

Коэффициент α для кривой «а» принят: $\alpha = 0,21$.

$$\text{Величина } \Phi \text{ равна: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,287 - 0,2) + 1,287^2 \right] = 1,443;$$

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{1,443 + \sqrt{1,443^2 - 1,287^2}} = 0,477$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,477 \cdot 551 \cdot 275}{1} = 72270,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) из трубы $\varnothing 70 \times 2,6$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{8000,0}{72270,0} = 0,11 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости (распорки) обеспечена. Сечение принимается по гибкости из унификации.

д) Распорка секции С1 из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$ (горячедеформированной), принятой по сортаменту DIN 2448. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.4 – $N_{Ed} = 73000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения: $A = 1240 \text{ мм}^2$, $i_{yy} = 4,38 \text{ см}$

Расчетная длина распорки равна ее геометрической длине: $L = 520 \text{ см}$.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{yy}} = \frac{520}{4,38} = 118,7 < \lambda_{пред} = 180.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{118,7}{86,8} = 1,367$$

Эффективный коэффициент гибкости: $k = 0,95$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = 0,95 \cdot 1,367 = 1,298$.

Коэффициент α для кривой «а» принят: $\alpha = 0,21$.

$$\text{Величина } \Phi \text{ равна: } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (1,298 - 0,2) + 1,298^2 \right] = 1,458.$$

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{1,458 + \sqrt{1,458^2 - 1,298^2}} = 0,471.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,471 \cdot 1240 \cdot 275}{1} = 160610,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) из трубы $\varnothing 127 \times 3,2$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{73000,0}{160610,0} = 0,46 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена. Сечение принимается по гибкости из унификации.

Все вспомогательные связи жесткости приняты по гибкости.

При конструировании и расчете узлов крепления, сечения элементов (например, распорок и диафрагм) могут изменяться, с обязательной проверкой этих элементов.

Отклонения и повороты для проверки несущей способности по эксплуатационной пригодности в данном примере не рассматривались. При проектировании реальных башен отклонения и повороты следует принимать по результатам, полученным при расчете на ЭВМ, принимая характеристическое значение ветрового воздействия.

В Примере А.3 приведен расчет узла на отметке 16.000 м (см. Узел 1 на Рисунке А.1) фланцевого соединения опорных стоек секций башни, рассчитанных в данном примере.

ПРИМЕР А.2 Расчет башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из прокатных равнополочных уголков.

А.2.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет решетчатой башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из прокатных равнополочных уголков.

Башня предназначена для строительства в III ветровом районе, принятом по 2.3.1.1.5 данного пособия, с характеристическим (нормативным) значением ветрового давления 0,38 кПа. Тип местности для ветрового воздействия принят I по Таблице 2.4 данного пособия. Башня расположена на ровной поверхности земли.

Класс надежности башни принят 2 по Таблице 2.1 данного пособия.

Башня представляет собой решетчатую усеченную четырехгранную пирамиду с размерами в основании 6,0 × 6,0 м и 2,0 м × 2,0 м на отметке 40.000 м. Башня состоит из пяти секций длиной 8,0 м каждая. Для обеспечения пространственной неизменяемости поперечного сечения башни предусмотрены диафрагмы на отметках 4.000 м, 12.000 м, 20.000 м, 28.000 м, 36.000 м и 40.000 м.

Для подъема людей на башню приняты вертикальные лестницы-стремянки с ограждением из круглой стали и переходные площадки для отдыха из швеллеров. Переходные площадки расположены на отметках 12.000 м, 20.000 м и 28.000 м. На отметках 36.000 м и 40.000 м предусмотрены площадки для обслуживания оборудования. Соединение секций между собой может выполняться на болтах через фланцы или посредством вкладышей из уголка и листовых накладок. Присоединение связей жесткости (решетки башни) к опорным стойкам (поясам башни) предусмотрено на болтах через фасонки, присоединение вспомогательных связей жесткости – на болтах непосредственно к полкам опорных стоек.

Сечения элементов приняты по сортаментам DIN: для уголков – по DIN 1028, для швеллеров – по DIN 1026. Сталь принята S275 по СТ РК EN 10025-2.

Схема башни с сечениями элементов башни и лестницы-стремянки приведена на Рисунке А.6. Сечения диафрагм и элементов площадок см. на Рисунке А.7.

На башне предусмотрено следующее оборудование:

– на площадке на отметке 40.000 м установлены 2 антенны РРС $\varnothing 3,0$ м с фидерами $\varnothing 48$ мм (2 штуки) и 2 антенны РРС $\varnothing 2,4$ м с фидерами $\varnothing 20$ мм (2 штуки).

– на площадке на отметке 36.000 м установлены 2 антенны РРС $\varnothing 3,0$ м с фидерами $\varnothing 48$ мм (2 штуки).

А.2.2 Сбор нагрузок

А.2.2.1 Определение постоянных нагрузок.

Постоянные нагрузки определяются от собственного веса элементов башни и веса оборудования. Собственный вес башни может быть учтен (с принятием коэффициента на неучтенные элементы, соответствующего конструкции башни) при выполнении пространственного расчета по соответствующим программам (например, проектно-вычислительный комплекс SCAD Office, по которому выполнен расчет этой башни).

В данном примере приведен сбор постоянных нагрузок для задания его в расчет.

Ниже приведено определение постоянной нагрузки для секции марки С1 (отметки 0.000-8.000м). Для развязки поясов и раскосов приняты вспомогательные связи жесткости (шпренгели).

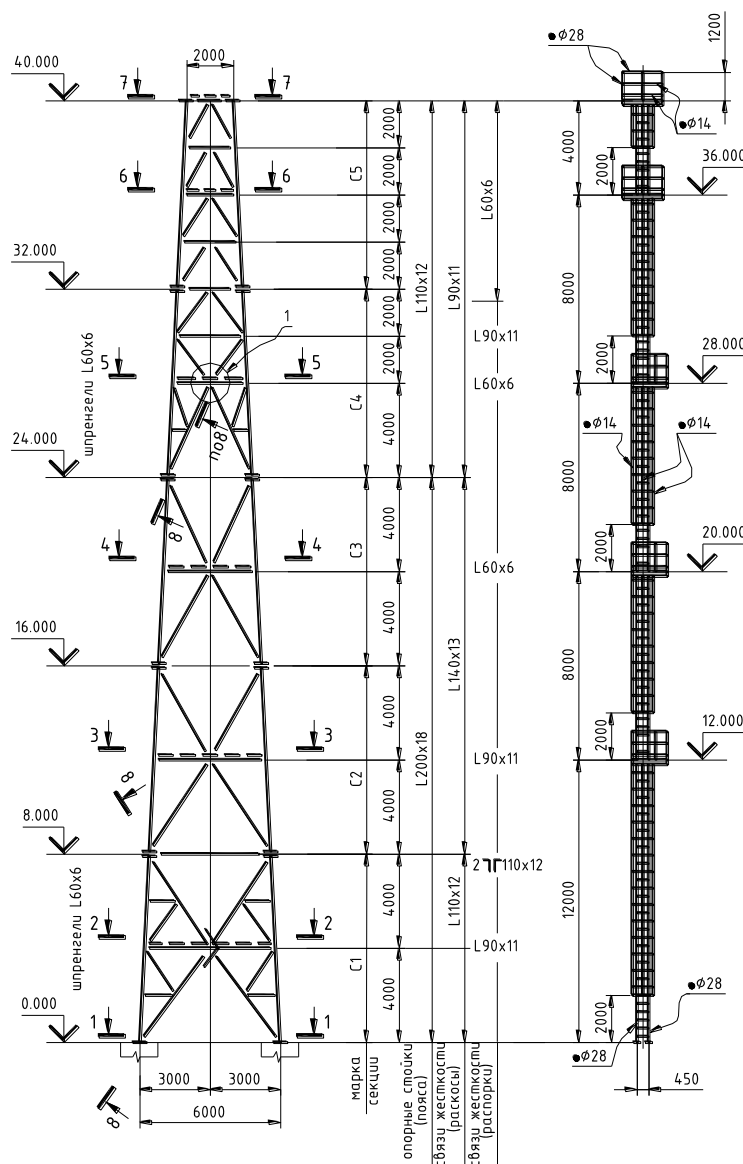


Рисунок А.6 – Схема элементов ствола и лестницы башни высотой 40,0 м

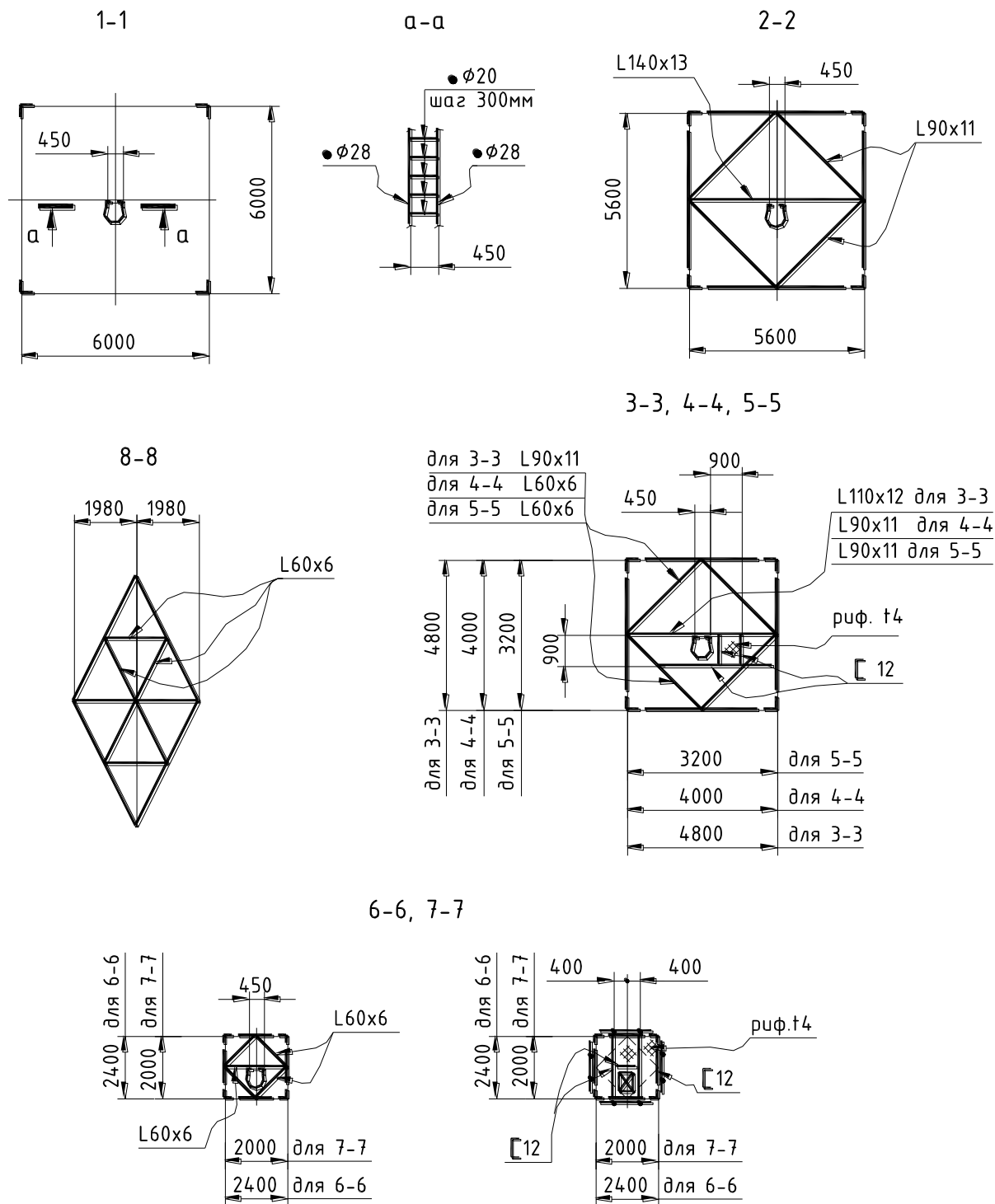


Рисунок А.7 – Схема элементов площадок и диафрагм

Принятые сечения элементов секции С1 (элементы из прокатных уголков приняты по сор-таменту DIN 1028):

– опорные стойки (пояса): уголок L200x18; длина $\ell = 8,0$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 54,3$ кг/м;

– основные связи жесткости (раскосы): уголок L110x12; длина $\ell = 5,0$ м и $\ell = 4,7$ м; количество $n = 8$ шт (каждой длины); масса $g = 19,7$ кг/м;

– основная связь жесткости (распорка): уголок L90×11; длина $\ell = 5,6$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 14,7$ кг/м;

– основная связь жесткости (распорка): 2 уголка L110×12; длина $\ell = 5,2$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 39,4$ кг/м;

– вспомогательные связи жесткости (шпренгели): уголок L60×6; длина $\ell = 2,5$ м и $\ell = 1,4$ м; количество $n = 16$ шт (каждой длины); масса $g = 5,42$ кг/м;

– вспомогательная связь жесткости (шпренгель): уголок L60×6; длина $\ell = 2,0$ м; количество $n = 8$ шт; масса $g = 5,42$ кг/м;

– фланцы: 220×320×30 мм; площадь $A = 0,07$ м²; количество $n = 4$ шт; масса $g = 235,5$ кг/м²;

– фасонки: 200×500×8 мм; площадь $A = 0,1$ м²; количество $n = 24$ шт; масса $g = 62,8$ кг/м²;

– опорная плита: 420×420×40 мм; площадь $A = 0,176$ м²; количество $n = 4$ шт;

масса $g = 314,0$ кг/м²;

– вспомогательная связь жесткости (диафрагма): уголок L140×13; длина $\ell = 5,6$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 27,5$ кг/м;

– вспомогательная связь жесткости (диафрагма): уголок L90×11; длина $\ell = 4,0$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 14,7$ кг/м.

Суммарная нагрузка G_k от собственного веса элементов секции определяется по формуле:

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad \text{Н}$$

где g – масса погонного метра (или площади), кг/м или кг/м²;

ℓ – длина элемента или площадь, м или м²;

n – количество элементов на секцию;

k – коэффициент на неучтенные элементы.

Суммарная постоянная нагрузка G_{k1} от элементов секции C1 (характеристическое значение):

$$G_{k1} = 54,35 \cdot 8,0 \cdot 4 + 19,7 \cdot (5,0 + 4,7) \cdot 8 + 14,7 \cdot 5,6 \cdot 4 + 39,4 \cdot 5,2 \cdot 4 + 5,42 \cdot 2,5 \cdot 16 + 5,42 \cdot 1,4 \cdot 16 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 8 + 235,5 \cdot 0,07 \cdot 4 \cdot 1,1 + 62,8 \cdot 0,1 \cdot 24 \cdot 1,1 + 314,0 \cdot 0,176 \cdot 4 \cdot 1,2 + 27,5 \cdot 5,6 \cdot 1 \cdot 1,1 + 14,7 \cdot 4,0 \cdot 4 \cdot 1,1 = 5770,0 \text{ кгс} = 57700,0 \text{ Н}$$

Сечения элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции длиной 8,0 м):

– стойки: •Ø28 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт; масса $g = 4,83$ кг/м;

– ступени: •Ø20 мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 27 шт; масса $g = 2,5$ кг/м;

– ограждение: •Ø14 мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество 3 шт;

длина $\ell_2 = 1,75$ м; количество 13 шт; масса $g = 1,21$ кг/м;

– фидер: •Ø48 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 4 шт; масса $g = 1,0$ кг/м;

– фидер: •Ø20 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт; масса $g = 0,15$ кг/м.

Суммарная постоянная характеристическая нагрузка G_{k2} от собственного веса элементов лестницы и фидеров (для всех марок секций башни):

$$G_{k2} = 4,83 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,45 \cdot 27 + 1,21 \cdot (8,0 \cdot 3 + 1,75 \cdot 13) + 1,0 \cdot 8,0 \cdot 4 \cdot 1,2 + 0,15 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 220,0 \text{ кгс} = 2200,0 \text{ Н}$$

Согласно 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элемента, поэтому распределенная постоянная нагрузка на одну опорную стойку (пояс) башни будет равна:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L / n_n = (57700,0 + 2200,0) / 8,0 / 4 = 1872,0 \text{ Н/м},$$

где L – длина секции;

n_n – количество поясов.

Постоянная нагрузка для секций C2, C3, C4, C5 вычисляется аналогично, включая площадки, с учетом соответствующих сечений, длины и количества элементов, определяемых по схемам на Рисунках А.6 и А.7.

Определение постоянной нагрузки от площадки на отметке 40.000 м с сечениями:

- балки: швеллер [12; длина $\ell_1 = 2,0$ м, количество $n = 6$ шт и $\ell_2 = 0,8$ м, количество $n = 1$ шт; масса $g = 13,4$ кг/м;
- диафрагма: уголок L60×6; длина $\ell = 1,3$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 5,42$ кг/м;
- диафрагма: уголок L60×6; длина $\ell = 2,0$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 5,42$ кг/м;
- люк: уголок L50×5; длина $\ell = 0,8$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 3,77$ кг/м;
- рифленый настил толщиной t_4 : $A = 4,0$ м²; количество $n = 1$ шт; масса $g = 33,4$ кг/м²;
- ограждение: $\bullet \varnothing 28$ мм; длина $\ell_1 = 1,2$ м; количество $n = 8$ шт; $\ell_2 = 8,0$ м; количество $n = 1$ шт; масса $g = 4,83$ кг/м;
- ограждение: $\bullet \varnothing 14$ мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество $n = 2$ шт; масса $g = 1,21$ кг/м.

Суммарная постоянная характеристическая нагрузка $G_{к.пл}$ от площадки на отметке 40.000 м:

$$G_{к.пл} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot (2,0 \cdot 6 + 0,8) \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 2,0 \cdot 1,1 + 5,42 \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot 0,8 \cdot 4 \cdot 1,1 + 4,0 \cdot 33,4 + 4,83 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) \cdot 1,2 + 1,21 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot 1,2 = 504,0 \text{ кгс} = 5040,0 \text{ Н}$$

Определение постоянных нагрузок от отдельных вспомогательных элементов (вес оборудования – антенн).

Масса антенн принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной башни принято:

– антенны РРС $\varnothing 3,0$ м – $G_{ант.} = 310$ кг

– антенны РРС $\varnothing 2,4$ м – $G_{ант.} = 225$ кг

Трубостойки для антенн из $\varnothing 114 \times 3,6$; длина $\ell = 3,0$ м; масса $g = 10,03$ кг/м

Постоянная нагрузка от вспомогательных элементов (антенн) на отметке 40.000 м:

$$G_{к,отм.40} = (310 \cdot 2 + 225 \cdot 2) \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 4 \cdot 1,05 = 1250,0 \text{ кгс} = 12500,0 \text{ Н};$$

Постоянная нагрузка от вспомогательных элементов (антенн) на отметке 36.000 м:

$$G_{к,отм.36} = 310 \cdot 2 \cdot 1,05 + 10,03 \cdot 3,0 \cdot 2 \cdot 1,05 = 714,0 \text{ кгс} = 7140,0 \text{ Н},$$

где $k = 1,05$ на неучтенные элементы.

Результаты вычислений приведены в Таблице А.2. Расчетная нагрузка получена умножением характеристических значений, приведенных выше, на частный коэффициент безопасности для постоянной нагрузки $\gamma_G = 1,1$, принятый по Таблице 2.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции.

А.2.2.2 Определение ветровых нагрузок.

Для нормативного значения ветрового давления 0,38 кПа, принятого для данной башни, основное значение базовой скорости ветра получено в соответствии с Формулой (2.1) пособия:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенты $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Базовое значение скорости ветра v_b равно, в соответствии с Формулой (2.2) пособия:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b .

Высота z для определения средней скорости ветра для каждой секции башни принимается по центрам площадей граней в пределах высоты секции (отметки 4.000м, 12.000м, 20.000м, 28.000м и 36.000м) и принимается отметка 40.000м для верхней площадки.

Таблица А.2 – Постоянные нагрузки на башню

Марка секции (отметки)	Ед. изм.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	Пло- щадка на отм. 40.000 м	Пло- щадка на отм. 36.000 м
Общая нагрузка на конструкцию (характеристическая)	Н	59930,0	50520,0	45760,0	29630,0	31320,0	5040,0	–
Распределенная на одну опорную стойку (характеристическая)	Н/м	1873,0	1580,0	1430,0	925,0	980,0	–	–
Распределенная на одну опорную стойку (расчетная)	Н/м	2060,0	1740,0	1575,0	1020,0	1080,0	–	–
Нагрузка от отдельных вспомогательных элементов (антенн) (характеристическая)	Н	–	–	–	–	–	12500,0	7140,0
Узловые нагрузки на одну опорную стойку от антенн и площадки (расчетные)	Н	–	–	–	–	–	4825,0	1964,0

Коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности, определяется по Формуле (2.4) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right) = 1,017,$$

где коэффициент местности k_r для принятого по Таблице 2.4 данного пособия типа местности I равен:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,1698,$$

где $z_0 = 0,01$ принято по Таблице 2.4, а $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $c_r(z) = 1,204$;

для отм. 20.000 м – $c_r(z) = 1,291$;

для отм. 28.000 м – $c_r(z) = 1,347$;

для отм. 36.000 м – $c_r(z) = 1,390$;

для отм. 40.000 м – $c_r(z) = 1,408$.

Согласно исходным данным, башня расположена на ровной поверхности земли, поэтому орографический коэффициент $c_o(z) = 1$.

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли определяется по Формуле (2.3) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,017 \cdot 1,0 \cdot 29,2 = 29,7 \text{ м/с.}$$

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $v_m(z) = 35,15$ м/с;

для отм. 20.000 м – $v_m(z) = 37,68$ м/с;

для отм. 28.000 м – $v_m(z) = 39,34$ м/с;

для отм. 36.000 м – $v_m(z) = 40,59$ м/с;

для отм. 40.000 м – $v_m(z) = 41,11$ м/с.

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ определяется по Формуле (2.14) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,01}\right)} = 0,1669,$$

где коэффициент турбулентности принят $k_i = 1,0$, согласно СН РК EN 1991-1-4.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $I_v(z) = 0,1410$;

для отм. 20.000 м – $I_v(z) = 0,1316$;

для отм. 28.000 м – $I_v(z) = 0,1260$;

для отм. 36.000 м – $I_v(z) = 0,1221$;

для отм. 40.000 м – $I_v(z) = 0,1206$.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ определяется по Формуле (2.15) пособия:

для отметки 4.000 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 29,7^2 = 1195,4 \text{ Н/м}^2,$$

где $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – плотность воздуха.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $q_p(z) = 1534,4 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 20.000 м – $q_p(z) = 1704,8 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 28.000 м – $q_p(z) = 1820,4 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 36.000 м – $q_p(z) = 1909,8 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 40.000 м – $q_p(z) = 1948,0 \text{ Н/м}^2$.

Для определения ветровой нагрузки F_w по формуле (2.18) пособия необходимо вычислить конструкционный коэффициент c_{sd} (см. 2.3.1.1.13 пособия), для которого сначала определяются параметры k_p , B и R (см. 2.3.1.1.14 пособия).

Конструкционный коэффициент c_{sd} определяется для базовой высоты z_s , принимаемой для вертикальных сооружений, в соответствии с Рисунком 6.1 СН РК EN 1991-1-4, равной:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 40,0 = 24,0 \text{ м,}$$

где h – высота сооружения.

Для отметки 24.000 м, равной базовой высоте z_s , определяются:

– коэффициент, учитывающий тип местности: $c_r(z) = 1,321$;

– средняя скорость ветра: $v_m(z) = 38,58$ м/с;

– интенсивность турбулентности: $I_v(z) = 0,1285$;

– пиковое значение скоростного напора: $q_p(z) = 1767,0 \text{ Н/м}^2$.

В соответствии с 2.3.1.1.15 данного пособия, для отметки 24.000 м определяется масштаб длины турбулентности $L(z)$, вычисляемый по Формуле (2.23) пособия:

при $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,01) = 0,43974$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{24}{200}\right)^{0,43974} = 118,1 \text{ м,}$$

где базовая высота $z_t = 200$ м, базовый масштаб длины $L_t = 300$ м.

Основная собственная изгибная частота n_1 определяется по Формуле (2.29) пособия:

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{40} = 1,15, \text{ Гц}$$

Для определения функции спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ должна быть вычислена безразмерная частота $f_L(z, n)$ на отметке 24.000 м по $n = n_1$:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,15 \cdot 118,1}{38,58} = 3,52.$$

Функция спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ может быть определена по графику на Рисунке 2.7 или вычислена по Формуле (2.24) данного пособия:

$$\text{для отметки 24.000 м: } S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,52}{(1 + 10,2 \cdot 3,52)^{5/3}} = 0,059.$$

Фоновая составляющая реакции B^2 , рассчитывается по Формуле (2.25) пособия:

$$\text{для отметки 24.000 м: } B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{3,6 + 40,0}{118,1} \right)^{0,63}} = 0,676,$$

где $b = 3,6$ м, $h = 40,0$ м – ширина и высота сооружения в направлении, перпендикулярном ветру.

Для определения резонансной составляющей реакции R^2 вычисляются параметры по 2.3.1.1.22 пособия:

$$\text{для отметки 24.000 м: } \eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 40}{118,1} \cdot 3,52 = 5,484,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 3,6}{118,1} \cdot 3,52 = 0,494.$$

Функции аэродинамической проводимости R_h и R_b для формы основных изгибных колебаний рассчитываются по Формулам (2.33) и (2.34) данного пособия:

для отметки 24.000 м они равны

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{5,484} - \frac{1}{2 \cdot 5,484^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 5,484}) = 0,166;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,494} - \frac{1}{2 \cdot 0,494^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,494}) = 0,738.$$

Логарифмический декремент конструкционного затухания принимается по Таблице 2.7 пособия: для башен с креплением на обыкновенных болтах $\delta_s = 0,05$.

Основная форма колебаний определяется по Формуле (2.40) пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta = \left(\frac{4}{40} \right)^{2,5} = 0,003,$$

где $\zeta = 2,5$ – для металлических башен решетчатой конструкции.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $\Phi_1(z) = 0,049$;

для отм. 20.000 м – $\Phi_1(z) = 0,177$;

для отм. 28.000 м – $\Phi_1(z) = 0,410$;

для отм. 36.000 м – $\Phi_1(z) = 0,769$;

для отм. 40.000 м – $\Phi_1(z) = 1,000$.

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a необходи-

мо значение коэффициента нагрузки (усилия) c_f , который определяется для решетчатых конструкций башен в соответствии с 2.3.1.4 настоящего пособия. Ниже приведено определение этого коэффициента нагрузки c_f .

Сначала определяется коэффициент ветровой нагрузки для конструктивных элементов башни $c_{f,s}$, в соответствии с 2.3.1.4.4 пособия. Метод его определения приведен ниже для секции марки С1 (отм. 0.000 - 8.000 м).

Принятые сечения элементов секции С1, их длина (в свету) и количество на наветренную грань башни:

- опорные стойки (пояса): уголок L200×18; длина $\ell = 8,0$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (раскос): уголок L110×12; длина $\ell = 4,5$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (раскос): уголок L110×12; длина $\ell = 4,3$ м; количество $n = 2$ шт;
- основная связь жесткости (распорка): уголок L90×11; длина $\ell = 5,2$ м; количество $n = 1$ шт;
- основная связь жесткости (распорка): 2 уголка L110×12; длина $\ell = 4,8$ м; количество $n = 1$ шт;
- вспомогательная связь жесткости (шпренгель): уголок L60×6; длина $\ell = 2,2$ м; количество $n = 4$ шт;
- вспомогательная связь жесткости (шпренгель): уголок L60×6; длина $\ell = 1,1$ м; количество $n = 4$ шт;
- фасонки: 200×500×8 мм; площадь $A = 0,1$ м²; количество $n = 6$ шт.

Поскольку все элементы секции из уголков, то определяется только площадь элементов плоского сечения A_f .

$$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,20 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,11 \cdot 4,5 \cdot 2 + 0,11 \cdot 4,3 \cdot 2 + 0,09 \cdot 5,2 \cdot 1 + 0,11 \cdot 4,8 \cdot 1 + 0,06 \times \\ \times 2,2 \cdot 4 + 0,06 \cdot 1,1 \cdot 4 = 6,924 \text{ м}^2,$$

где b – ширина элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани секции.

Площади элементов круглого сечения: $A_c = 0$; $A_{c,sup} = 0$;

Общая расчетная площадь: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} = 6,924 \text{ м}^2$;

Площадь узловых фасонки: $A_g = A \cdot n = 0,1 \cdot 6 = 0,6 \text{ м}^2$;

Суммарная (базовая площадь) секции С1 равна: $\Sigma A = A_{ref} = A_s + A_g = 6,924 + 0,6 = 7,524 \text{ м}^2$.

Аналогично вычислены базовые площади A_{ref} для других секций:

для секции С2 – $A_{ref} = 6,548 \text{ м}^2$;

для секции С3 – $A_{ref} = 6,256 \text{ м}^2$;

для секции С4 – $A_{ref} = 4,576 \text{ м}^2$;

для секции С5 – $A_{ref} = 4,375 \text{ м}^2$.

Определяются габариты секции, с учетом размеров поясов (по их наружным граням).

Поскольку размеры для башни были приняты по наружным граням уголков (см. схемы на Рисунках А.6 и А.7), то для секции С1 общая ширина секции равна $B = 5,6$ м, длина секции $L = 8,0$ м.

Определяется коэффициент сплошности ϕ по Формуле (2.55) пособия:

$$\phi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 7,524 / 5,6 \cdot 8,0 = 0,168.$$

Коэффициенты K_1 и K_2 для вычисления коэффициента угла воздействия ветра определяются по Формулам (2.62) и (2.63) пособия:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} = \frac{0,55 \cdot 6,38}{6,38} = 0,55.$$

Т. к. $\phi < 0,2$, принимается $K_2 = 0,2$.

Коэффициент угла воздействия ветра K_θ для конструкций квадратного сечения рассчитывается по Формуле (2.60) пособия:

Для угла воздействия ветра $\theta = 0^\circ$ (принимается для определения усилий в элементах связей жесткости башни):

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Для угла воздействия ветра $\theta = 45^\circ$ (принимается для определения усилий в опорных стойках – поясах башни):

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,2 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,11.$$

Определить эти коэффициенты можно также по графику на Рисунке 2.25 данного пособия.

Определяются коэффициенты силы для секции С1 по Формулам (2.65) - (2.67) пособия. Поскольку в примере все сечения приняты из уголков (плоское сечение), то находится только:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,168 + 0,168^2) = 3,074,$$

где $C_1 = 2,25$ и $C_2 = 1,5$ для конструкции башни квадратного сечения.

Коэффициент общей нормальной силы для секции вычисляется по Формуле (2.64) пособия:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_S} = 3,074 \cdot \frac{6,924}{6,924} = 3,074.$$

Коэффициент ветровой нагрузки конструктивных элементов $c_{f,S}$ для секции С1 в направлении ветра перпендикулярно грани башни (угол $\theta = 0^\circ$) определен, в соответствии с Формулой (2.59) данного пособия:

$$c_{f,S} = K_{\theta} \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1 \cdot 3,074 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 2,829$$

$$\text{Для направления ветра под углом } \theta = 45^\circ: \quad c_{f,S} = 1,11 \cdot 3,074 \cdot \frac{6,924}{7,524} = 3,140.$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,S}$ для других секций башни:

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,S} = 2,782$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 3,088$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,S} = 2,667$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 2,961$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,S} = 2,654$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 2,947$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,S} = 2,298$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_{f,S} = 2,586$ (для $\theta = 45^\circ$).

Коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для линейных вспомогательных элементов (лестниц, фидеров, площадок) определяются по 2.3.1.4.6 данного пособия.

Сечения элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции длиной 8,0 м):

– стойки: $\bullet \varnothing 28$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт;

– ступени: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 27 шт;

– ограждение: $\bullet \varnothing 14$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 3 шт;

проекция горизонтальных элементов ограждения длиной $\ell = 0,6$ м; количество 13 шт;

– фидер: $\bullet \varnothing 48$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 4 шт;

– фидер: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт.

Для сечений элементов круглого сечения при вычислении площадей A_c и $A_{c,sup}$ необходимо знать режим элемента (докритический или сверхкритический), который определяется по числу Рейнольдса (Re), вычисляемому по Формуле (2.47) данного пособия.

Число Рейнольдса зависит от диаметра элемента и пикового значения скорости ветра на базовой высоте z_e , определяемого из пикового значения скоростного напора q_p по следующей формуле:

$$\text{формуле: } v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}, \quad \text{где } \rho = 1,25 \text{ кг/м}^3 \text{ – плотность воздуха.}$$

Для элементов лестницы круглого сечения определяется число Рейнольдса:

– для стоек из $\bullet \varnothing 28$ мм при скоростном напоре $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{\nu} = \frac{0,028 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,82 \cdot 10^5 < 4 \times 10^5,$$

где $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ – кинематическая вязкость воздуха.

Поскольку диаметр остальных элементов лестницы меньше 28 мм и, следовательно, $Re < 4 \times 10^5$, то для всех элементов лестницы принят докритический режим.

Коэффициент общей нормальной силы $c_{f,A,0}$ для лестницы определяется по 2.3.1.4.11 пособия, как для отдельного каркаса.

Площадь элементов докритического режима определяется:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,028 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,02 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,014 \cdot 8,0 \cdot 3 + 0,014 \cdot 0,6 \cdot 14 = 1,145 \text{ м}^2,$$

где d – диаметр элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани.

Общая расчетная площадь вспомогательных элементов (лестница):

$$A_A = A_S = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 1,145 \text{ м}^2, \text{ где } A_f = 0 \text{ и } A_{c,\text{sup}} = 0.$$

Габариты лестницы (с учетом ширины ограждения): ширина $B = 0,6 \text{ м}$ и длина $L = 8,0 \text{ м}$.

Определяется коэффициент сплошности ϕ для каркаса лестницы:

$$\phi = A_A / B \cdot L = 1,145 / 0,6 \cdot 8,0 = 0,238 < 0,6$$

Определяется коэффициент нормальной силы $c_{f,c}$ для элементов докритического режима:

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \cdot \phi^2) \cdot c_{f,f} = (0,6 + 0,4 \cdot 0,238^2) \cdot 1,748 = 1,089,$$

где коэффициент $c_{f,f}$ для $\phi \leq 0,6$ равен:

$$c_{f,f} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - \phi)^{1,8} = 1,58 + 1,05 \cdot (0,6 - 0,238)^{1,8} = 1,748$$

Коэффициент нормальной силы $c_{f,A,0}$ определен по Формуле (2.73) пособия:

$$c_{f,A,0} = c_{f,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 1,089 \cdot \frac{1,145}{1,145} = 1,089$$

Лестница расположена в центре башни, коэффициент для учета затенения принят $K_A = 1$ для всех секций, кроме верхней марки С5, где $K_A = 0,8$ по Таблице 2.14 пособия.

Угол наклона ветра к продольной оси лестницы $\psi = 90^\circ$.

Суммарная (базовая площадь) секции С1 определена выше: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = 7,524 \text{ м}^2$.

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для лестницы (в секции С1) определяется по Формуле (2.68) пособия:

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = 1 \cdot 1,089 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{1,145}{7,524} = 0,166$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для вспомогательных элементов (лестниц) для других секций башни:

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,190$;

для секции С3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,199$;

для секции С4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,272$;

для секции С5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,228$.

Коэффициент общей нормальной силы $c_{f,A,0}$ для фидеров определяется по Таблице 2.13 пособия, как для отдельных изолированных элементов.

Для элементов фидеров круглого сечения определяется число Рейнольдса:

– для фидера из $\bullet \varnothing 48 \text{ мм}$ при скоростном напоре $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{\nu} = \frac{0,048 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,4 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

– для фидера из $\bullet \varnothing 20 \text{ мм}$ при скоростном напоре $q_p = 1195,4 \text{ Н/м}^2$ для секции С1

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1195,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,58 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

По Таблице 2.13 данного пособия определяются для фидеров $\bullet\varnothing 48$ мм и $\bullet\varnothing 20$ мм коэффициенты $c_{f,A,0} = 1,2$.

Наветренная площадь фидеров определяется (для секции C1 длиной 8,0 м):

для фидера $\bullet\varnothing 48$ мм – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,048 \cdot 8,0 \cdot 4 = 1,536 \text{ м}^2$,

для фидера $\bullet\varnothing 20$ мм – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,0 \cdot 2 = 0,32 \text{ м}^2$.

Фидера крепятся к элементам лестницы, расположенной в центре башни, коэффициент для учета затенения для них принят $K_A = 1$ для всех секций, кроме верхней секции марки C5, где $K_A = 0,8$ по Таблице 2.14 пособия. Угол наклона ветра к продольной оси фидеров $\psi = 90^\circ$.

Суммарная (базовая площадь) секции C1 определена выше: $\Sigma A = A_{\text{ref}} = 7,524 \text{ м}^2$.

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для фидеров (в секции C1) определяется по Формуле (2.68) пособия:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 1 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{(1,2 \cdot 1,536 + 1,2 \cdot 0,32)}{7,524} = 0,296.$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для вспомогательных элементов (фидеров) для других секций башни:

для секции C2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,340$;

для секции C3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,356$;

для секции C4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,487$;

для секции C5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,407$.

В соответствии с приведенными выше двумя методами определения коэффициента ветровой нагрузки для вспомогательных элементов, были вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для площадок секций C1 - C5 и площадки на отметке 40.000м:

для секции C1 (отм. 4.000 м) – $c_{f,A} = 0,167$;

для секции C2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,267$;

для секции C3 (отм. 20.000 м) – $c_{f,A} = 0,236$;

для секции C4 (отм. 28.000 м) – $c_{f,A} = 0,298$;

для секции C5 (отм. 36.000 м) – $c_{f,A} = 0,207$;

для площадки (отм. 40.000 м) – $c_{f,A} = 0,209$.

Коэффициент общей ветровой нагрузки Σc_f в направлении ветра для секции C1 равняется (согласно Формулы (2.58) пособия):

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 2,829 + 0,166 + 0,296 + 0,167 = 3,458;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$:

$$\Sigma c_f = c_{f,S} + \Sigma c_{f,A} = 3,140 + 0,166 + 0,296 + 0,167 = 3,769.$$

Аналогично вычислены коэффициенты общей ветровой нагрузки Σc_f для других секций башни:

для секции C2 (отм. 12.000 м) – $c_f = 3,579$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 3,885$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C3 (отм. 20.000 м) – $c_f = 3,459$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 3,752$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C4 (отм. 28.000 м) – $c_f = 3,711$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 4,004$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции C5 (отм. 36.000 м) – $c_f = 3,140$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_f = 3,428$ (для $\theta = 45^\circ$);

для площадки (отм. 40.000 м) – $c_f = 0,209$;

для отметки 24.000 м: $c_f = 3,459$ (для $\theta = 0^\circ$) и $c_f = 3,752$ (для $\theta = 45^\circ$).

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a , нужного при определении конструкционного коэффициента c_{scd} , помимо коэффициента ветровой нагрузки c_f , необходимо значение эквивалентной массы на единицу длины m_e , определяемое по Формуле (2.39) данного пособия:

$$m_e = \frac{5993,0/8 \cdot 0,003^2 + 5052,0/8 \cdot 0,049^2 + 4576,0/8 \cdot 0,177^2 + 2963,0/8 \cdot 0,41^2 + 3636,0/8 \cdot 0,769^2}{0,003^2 + 0,049^2 + 0,177^2 + 0,41^2 + 0,769^2} = 441,8 \text{ кг / м}$$

Логарифмический декремент аэродинамического затухания δ_a вычисляется по Формуле (2.38) пособия для отметки 24.000 м, принятой для определения конструкционного коэффициента.

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_l \cdot m_e} = \frac{3,459 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 38,58}{2 \cdot 1,15 \cdot 441,8} = 0,591 ;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $\delta_a = \frac{3,752 \cdot 1,25 \cdot 3,6 \cdot 38,58}{2 \cdot 1,15 \cdot 441,8} = 0,641 .$

Логарифмический декремент затухания δ определяется по Формуле (2.35) пособия:

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,591 = 0,641$;

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,641 = 0,691$.

Резонансная составляющая реакции R^2 определяется по Формуле (2.32) пособия:

Для угла $\theta = 0^\circ$:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{l,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,641} \cdot 0,059 \cdot 0,166 \cdot 0,738 = 0,055 ;$$

Для угла $\theta = 45^\circ$: $R^2 = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,691} \cdot 0,059 \cdot 0,166 \cdot 0,738 = 0,052 .$

Частота восходящего потока v определяется по Формуле (2.27) пособия:

Для угла $\theta = 0^\circ$: $v = n_{l,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,055}{0,676 + 0,055}} = 0,316 \text{ Гц} .$

Для угла $\theta = 45^\circ$: $v = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,052}{0,676 + 0,052}} = 0,305 \text{ Гц} .$

Пиковый коэффициент k_p определяется по Формуле (2.26) пособия (можно определять коэффициент по Рисунку 2.8 пособия):

Для угла $\theta = 0^\circ$:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,316 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,316 \cdot 600)}} = 3,424 ;$$

Для угла $\theta = 45^\circ$: $k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,305 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,305 \cdot 600)}} = 3,414 .$

Конструкционный коэффициент c_{scd} определяется по Формуле (2.20) данного пособия:

Для угла $\theta = 0^\circ$:

$$c_{scd} = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,424 \cdot 0,1285 \cdot \sqrt{0,676 + 0,055}}{1 + 7 \cdot 0,1285} = 0,922 ;$$

Для угла $\theta = 45^\circ$: $c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,414 \cdot 0,1285 \cdot \sqrt{0,676 + 0,052}}{1 + 7 \cdot 0,1285} = 0,920$.

Ветровая нагрузка на башню по секциям определяется по 2.3.1.5.3 пособия. Для этого выполняется проверка применимости эквивалентного статического метода, в соответствии с которым определяется эта нагрузка. Проверка выполняется по Формуле (2.74) пособия.

Для отдельных вспомогательных элементов (антенного оборудования) расчетная ветровая площадь $c_f \cdot A$ принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной башни приняты следующие ветровые площади $c_f \cdot A$ для антенн:

- для антенны РРС $\varnothing 3,0$ м - $c_f \cdot A = 11,6$ м²;
- антенны РРС $\varnothing 2,4$ м - $c_f \cdot A = 7,5$ м².

Сумма ветровых нагрузок $c_{f,T} \cdot A_T$ для верхней секции С5 и площадки с антеннами на отметке 40.000 м при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ равна:

$$c_{f,T} \cdot A_T = (3,140 + 0,209) \cdot 4,375 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 52,85 \text{ м}^2$$

Эта сумма $c_{f,T} \cdot A_T$ получилась меньше 1/3 общего результата суммирования, равного:

$$1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 164,12 = 54,7 \text{ м}^2.$$

Проверка по Формуле (2.74), принимая нагрузку и массу от секции С5 с площадкой и антеннами на отм. 40.000 м:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (3132 + 504 + 1250)}{7850 \cdot 52,85 \cdot \sqrt{6,0 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{8}{40} \right)^2 = 0,427 < 1,$$

следовательно, эквивалентный статический метод расчета при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ можно применять.

Сумма ветровых нагрузок $c_{f,T} \cdot A_T$ для верхней секции С5 и площадки с антеннами на отметке 40.000 м при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$c_{f,T} \cdot A_T = (3,428 + 0,209) \cdot 4,375 + (11,6 + 7,5) \cdot 2 = 54,11 \text{ м}^2$$

Эта сумма $c_{f,T} \cdot A_T$ получилась меньше 1/3 общего результата суммирования, равного:

$$1/3 \sum c_{f,T} \cdot A_T = 1/3 \cdot 172,9 = 57,63 \text{ м}^2.$$

Проверка по Формуле (2.74), принимая нагрузку и массу от секции С5 с площадкой и антеннами на отм. 40.000 м:

$$\frac{7 \cdot m_T}{\rho_s \cdot c_{f,T} \cdot A_T \cdot \sqrt{d_B \cdot \tau_0}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 = \frac{7 \cdot (3132 + 504 + 1250)}{7850 \cdot 54,11 \cdot \sqrt{8,485 \cdot 0,001}} \cdot \left(\frac{5}{6} - \frac{8}{40} \right)^2 = 0,351 < 1,$$

следовательно, эквивалентный статический метод расчета при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ можно применять.

Нагрузка среднего ветра (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$ определяется по Формуле (2.75) данного пособия:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \cdot \sum c_f \cdot A_{ref} = \frac{1195,4}{1 + 7 \cdot 0,1669} \cdot 3,458 \cdot 7,524 = 14340,0 \text{ Н}$$

Нагрузка среднего ветра (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1195,4}{1 + 7 \cdot 0,1669} \cdot 3,769 \cdot 7,524 = 15630,0 \text{ Н}$$

Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (характеристическое значение) $F_{T,w}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 0^\circ$, определяется по Формуле (2.76) данного пособия:

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (z_m / h)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] =$$

$$= 14340,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot 0,922 - 1}{1,0} \right] = 28570,0 \text{ Н}$$

Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (характеристическое значение) $F_{T,W}(z)$ для секции С1 при направлении ветра на башню под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$F_{T,W}(z) = 15630,0 \cdot \left[1 + \left(1 + 0,2 \cdot (4,0 / 40,0)^2 \right) \cdot \frac{(1 + 7 \cdot 0,1669) \cdot 0,922 - 1}{1,0} \right] = 31070,0 \text{ Н}$$

Частный коэффициент для ветрового воздействия равен $\gamma_Q = 1,4$ для 2 класса надежности конструкции, согласно Таблице 2.2 данного пособия. Поэтому, учитывая ветер как доминирующее переменное воздействие, согласно Приложению А1 СН РК EN 1990, расчетную нагрузку от ветра для комбинации воздействий получаем умножением полученного характеристического значения на этот коэффициент.

Согласно 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элемента, поэтому, с учетом частного коэффициента для ветрового воздействия $\gamma_Q = 1,4$, распределенная расчетная эквивалентная нагрузка от порывов ветра на одну опорную стойку (пояс) башни для секции С1 будет равна:

для ветра под углом $\theta = 0^\circ$: $q_{T,w} = F_{T,W}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 28570,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 1250,0 \text{ Н/м}$;
 для ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $q_{T,w} = F_{T,W}(z) \cdot \gamma_Q / L / n_n = 31070,0 \cdot 1,4 / 8,0 / 4 = 1360,0 \text{ Н/м}$;
 где L – длина секции, n_n – количество опорных стоек.

Аналогично вычислена расчетная ветровая нагрузка для других секций башни.

а) Нагрузка среднего ветра (расчетные значения):

для секции С2 (отм. 12.000 м)

– $F_{m,W}(z) = 25335,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,W}(z) = 27500,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м)

– $F_{m,W}(z) = 26880,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,W}(z) = 29160,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м)

– $F_{m,W}(z) = 23000,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,W}(z) = 24810,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м)

– $F_{m,W}(z) = 19810,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,W}(z) = 21620,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 40.000м:

– $F_{m,W}(z) = 1355,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,W}(z) = 1355,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

Расчетная нагрузка среднего ветра для антенн:

отметка 40,000м - $F_{m,W}(z) = 56490,0 \text{ Н}$;

отметка 36,000м - $F_{m,W}(z) = 33445,0 \text{ Н}$;

б) Эквивалентная нагрузка от порывов ветра (расчетные значения), распределенная нагрузка приведена на одну опорную стойку (пояс):

для секции С2 (отм. 12.000 м)

– $F_{T,W}(z) = 45920,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,W}(z) = 49720,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1435,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1555,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 20.000 м)

– $F_{T,W}(z) = 48285,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,W}(z) = 52250,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1510,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1630,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 28.000 м)

– $F_{T,W}(z) = 41420,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,W}(z) = 44580,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1295,0$ Н/м (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1395,0$ Н/м (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С5 (отм. 36.000 м)

– $F_{T,w}(z) = 36360,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $F_{T,w}(z) = 39590,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{T,w} = 1140,0$ Н/м (для $\theta = 0^\circ$); $q_{T,w} = 1240,0$ Н/м (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 40.000м:

– $F_{m,w}(z) = 2500,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 2500,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

Эквивалентная расчетная нагрузка от порывов ветра для антенн:

отметка 40,000м – $F_{m,w}(z) = 104550,0$ Н;

отметка 36,000м – $F_{m,w}(z) = 61390,0$ Н;

Эквивалентные расчетные нагрузки от порывов ветра задаются на расчет по пространственной схеме по программе SCAD.

А.2.3 Расчет конструкций

Пространственный расчет башни выполнялся с использованием проектно-вычислительного комплекса SCAD Office.

Расчет выполнялся на действие постоянной нагрузки от собственного веса (см. А.2.2.1) и на ветровое воздействие (см. А.2.2.2).

Схема с максимальными (расчетная комбинация постоянной нагрузки с ветровым воздействием) усилиями в элементах (в тс), полученными в этом расчете, приведена на Рисунке А.8.

А.2.4 Классификация сечений

Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

Предельные отношения для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 6.1 данного пособия.

Для расчетов необходимо определить класс сечения элементов башни. Сталь для элементов башни принята S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275$ Н/мм².

а) Для опорной стойки (пояса) башни из равнополочного уголка L200×18 (см. Рисунок А.9):

$h = b = 200$ мм, $t = 18$ мм

Отношение ширины уголка к его толщине для сжатых частей: $h / t = 200 / 18 = 11,1$

Условие по Таблице 6.1 пособия для 3 класса сечения:

$$h / t < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86, \quad \text{где } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Проверка условия: $h / t = 11,1 < 15 \cdot \varepsilon = 13,86$

Сечение уголка удовлетворяет условиям для класса 3.

б) Для опорной стойки (пояса) и основной связи жесткости (раскоса) башни из равнополочного уголка L110×12:

$h = b = 110$ мм, $t = 12$ мм

Отношение: $h / t = 110 / 12 = 9,2 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

в) Для основной связи жесткости (раскоса) башни из уголка L140×13:

$h = b = 140$ мм, $t = 13$ мм

Отношение: $h / t = 140 / 13 = 10,8 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

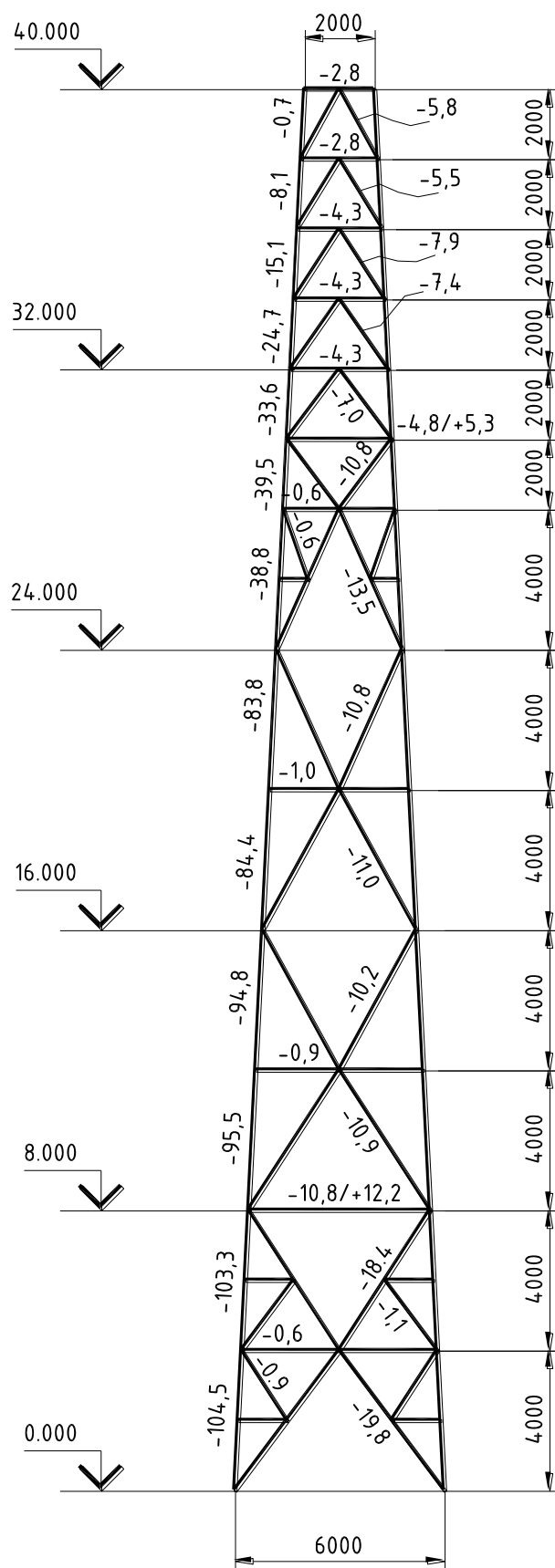


Рисунок А.8 – Схема максимальных усилий в элементах башни (в тс)

г) Для основной связи жесткости (раскоса) башни из уголка L90×11:

$h = b = 90 \text{ мм}, t = 11 \text{ мм}$

Отношение: $h / t = 90 / 11 = 8,2 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

д) Для основной связи жесткости (распорки) башни из уголка L60×6:

$h = b = 60 \text{ мм}, t = 6 \text{ мм}$

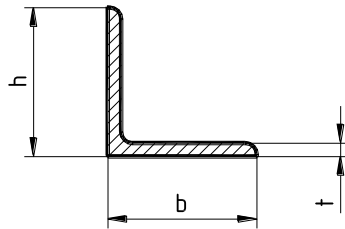


Рисунок А.9 – Размеры сечения уголков

Отношение: $h / t = 60 / 6 = 10,0 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

Все сечения элементов башни относятся к 3 классу.

А.2.5 Определение несущей способности по устойчивости сжатых элементов башни

Сжатые элементы проверяют на устойчивость по Формуле (6.19) данного пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \text{ где}$$

N_{Ed} – расчетное значение сжимающей силы, принимаемое по схеме с максимальными усилиями, полученными при расчете по программе SCAD Office (см. Рисунок А.8).

$N_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

1) Определение несущей способности опорных стоек (поясов).

а) Опорная стойка секции С1 из равнополочного уголка L200×18, принятого по сортаменту DIN 1028.

Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 1045000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 6910 \text{ мм}^2$, радиусы инерции $i_{vv} = 3,9 \text{ см}$ и $i_{yy} = 6,13 \text{ см}$

Для расчета гибкости опорных стоек (поясов) λ при принятой схеме с симметричными связями жесткости в двух перпендикулярных плоскостях, согласно Подпункту 6.3.3.2 пособия, расчетная длина L принимается равной геометрической длине между узлами.

В секции С1 опорные стойки развязаны вспомогательными связями жесткости (шпренгелями), поэтому $L = 201 \text{ см}$.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{201}{3,9} = 51,5 < \lambda_{\text{пред}} = 120.$$

Предельная гибкость $\lambda_{\text{пред}}$ указана в 6.3.3.2.1 настоящего пособия.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. Подпункт 6.3.2.3) равна:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется для сечений класса 3 по Формуле (6.23):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{51,5}{86,8} = 0,593$$

По Таблице 6.9 пособия для симметричных связей жесткости случай (б) определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{0,593}{10} = 0,859 ,$$

но, согласно этой таблицы $k \geq 0,9$, поэтому принимается $k = 0,9$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ определяется по Формуле (6.25) пособия:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,9 \cdot 0,593 = 0,534.$$

Кривая потери устойчивости для уголков принимается по Таблице 6.8 данного пособия: «b».

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства, для кривой «b» принимается по Таблице 6.3 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ для определения понижающего коэффициента χ определяется по 6.3.2.2 настоящего пособия, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,534 - 0,2) + 0,534^2 \right] = 0,699 .$$

Понижающий коэффициент χ определяется по Формуле (6.22) данного пособия:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,699 + \sqrt{0,699^2 - 0,534^2}} = 0,869$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента опорной стойки по устойчивости $N_{b,Rd}$ определяется для сечений 3 класса по Формуле (6.20) данного пособия:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,869 \cdot 6910 \cdot 275}{1} = 1651300,0 \text{ Н},$$

где частный коэффициент безопасности по устойчивости $\gamma_{M1} = 1,0$.

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) секции C1 из уголка L200×18:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1045000,0}{1651300,0} = 0,64 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки (пояса) обеспечена. Сечение остается из унификации (см. расчет опорной стойки секции C2). Развязка опорных стоек (поясов) вспомогательными связями жесткости (шпренгелями) выполняется из-за принятой развязки основных связей жесткости (см. расчет дальше).

б) Опорная стойка секции C2 из равнополочного уголка L200×18, принятого по сортаменту DIN 1028.

Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 955000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения см. выше:

Для расчета гибкости опорных стоек (поясов) λ секции C2, согласно 6.3.3.2.2 пособия, расчетная длина принимается равной – $L = 401 \text{ см}$.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{401}{3,9} = 102,8 < \lambda_{пред} = 120 .$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{102,8}{86,8} = 1,184$$

По Таблице 6.9 пособия для симметричных связей жесткости случай (а) определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{1,184}{10} = 0,918.$$

Согласно этой таблицы $1,0 \geq k \geq 0,9$, поэтому принимается $k = 0,918$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ равна: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,918 \cdot 1,184 = 1,087$.

Коэффициент α для кривой «b» принят: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ : $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,087 - 0,2) + 1,087^2] = 1,242$.

Понижающий коэффициент χ равен:

$$\chi = \frac{1}{1,242 + \sqrt{1,242^2 - 1,087^2}} = 0,543$$

Расчетное значение несущей способности опорной стойки секции С2 по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,543 \cdot 6910 \cdot 275}{1} = 1031830,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) секции С2 из уголка L200×18:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{955000,0}{1031830,0} = 0,93 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки обеспечена.

в) Опорная стойка секции С4 из равнополочного уголка L110×12, принятого по сортаменту DIN 1028.

Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 388000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 2510 \text{ мм}^2$, радиусы инерции $i_{vv} = 2,15 \text{ см}$ и $i_{yy} = 3,34 \text{ см}$

В секции С4 опорные стойки развязаны вспомогательными связями жесткости (шпренгелями), поэтому согласно 6.3.3.2.2 пособия, расчетная длина принимается равной геометрической длине между узлами: $L = 201 \text{ см}$.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda = \frac{L}{i_{vv}} = \frac{201}{2,15} = 93,5 < \lambda_{\text{пред}} = 120.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{93,5}{86,8} = 1,077$$

Эффективный коэффициент гибкости, для симметричных связей жесткости случай (б) Таблицы 6.9 пособия, равен: $k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} = 0,8 + \frac{1,077}{10} = 0,908$,

Согласно этой таблицы $1,0 \geq k \geq 0,9$, поэтому принимается $k = 0,908$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ равна: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda} = 0,908 \cdot 1,077 = 0,978$.

Коэффициент α для кривой «b» принят: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ : $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,978 - 0,2) + 0,978^2] = 1,110$;

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{1,110 + \sqrt{1,110^2 - 0,978^2}} = 0,611$$

Расчетное значение несущей способности опорной стойки секции С4 по устойчивости равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,611 \cdot 2510 \cdot 275}{1} = 421740,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) секции С4 из уголка L110×12:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{388000,0}{421740,0} = 0,92 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки обеспечена.

2) Определение несущей способности основных связей жесткости (раскосов).

а) Раскос секции С1 из равнополочного уголка L110×12, принятого по сортаменту DIN 1028. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 198000,0 \text{ Н}$;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 2510 \text{ мм}^2$, радиусы инерции $i_{vv} = 2,15 \text{ см}$ и $i_{yy} = 3,34 \text{ см}$

В секции С1 основные связи жесткости развязаны вспомогательными связями жесткости (шпренгелями) в двух направлениях. Согласно 6.3.3.3.1 и схемы ША Рисунка 6.7 настоящего пособия, расчетная длина и гибкость определяются по i_{vv} :

$$\text{Для } L_{di} = 250,1 \text{ см и } i_{vv} = 2,15 \text{ см, гибкость равна: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{250,1}{2,15} = 116,3 < \lambda_{пред}.$$

Предельная гибкость $\lambda_{пред} = 180$ указана в 6.3.3.3.1 настоящего пособия.

$$\text{Гибкость } \lambda_1 \text{ для определения условной гибкости равна: } \lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda}_v = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{116,3}{86,8} = 1,34$$

По Таблице 6.10 (а) настоящего пособия, для закрепления на обоих концах двумя болтами, определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,34} = 0,961.$$

$$\text{Эффективная гибкость } \bar{\lambda}_{eff} \text{ равна: } \bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,961 \cdot 1,34 = 1,288.$$

Коэффициент α для кривой «b» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ для определения понижающего коэффициента χ определена, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,288 - 0,2) + 1,288^2] = 1,514$;

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{1,514 + \sqrt{1,514^2 - 1,288^2}} = 0,433;$$

Согласно Подпункту 6.3.2.5, для элементов связей жесткости из одиночных уголков несущая способность уменьшается, применяя коэффициент $\eta = 0,75$ для случая прикрепления их через фанконку.

Расчетное значение несущей способности основной связи жесткости (раскоса) по устойчивости $N_{b,Rd}$, учитывая коэффициент η , равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,433 \cdot 2510 \cdot 275}{1} = 224160,0 \text{ Н},$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости секции С1 из уголка L110×12:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{198000,0}{224160,0} = 0,89 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена.

б) Раскос секции С2 из равнополочного уголка L140×13, принятого по сортаменту DIN 1028. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 109000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 3500$ мм², радиусы инерции $i_{vv} = 2,74$ см и $i_{yy} = 4,27$ см

Расчетная длина основной связи жесткости (раскоса) секции С2, согласно схеме III Рисунка 6.7 настоящего пособия, принимается равной геометрической длине между узлами: $L_{di} = 477,5$ см.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{477,5}{2,74} = 174,3 < \lambda_{пред} = 180.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{174,3}{86,8} = 2,008$$

По Таблице 6.10 (а) настоящего пособия, для закрепления на обоих концах двумя болтами, определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v} = 0,7 + \frac{0,35}{2,008} = 0,874.$$

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,874 \cdot 2,008 = 1,756$.

Коэффициент α для кривой «b» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,756 - 0,2) + 1,756^2] = 2,305$;

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{2,305 + \sqrt{2,305^2 - 1,756^2}} = 0,263;$$

Согласно 6.3.2.5, принят коэффициент $\eta = 0,75$ для случая прикрепления связей жесткости через фасонку.

Расчетное значение несущей способности основной связи жесткости (раскоса) секции С2 по устойчивости, учитывая коэффициент η , равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,263 \cdot 3500 \cdot 275}{1} = 189850,0 \text{ Н},$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости секции С2 из уголка L140×13:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{109000,0}{189850,0} = 0,58 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости обеспечена. Сечение принимается по гибкости.

в) Раскос секции С4 из равнополочного уголка L90×11, принятого по сортаменту DIN 1028. Расчетное значение сжимающей силы по Рисунку А.8 – $N_{Ed} = 135000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 1870$ мм², радиусы инерции $i_{vv} = 1,75$ см и $i_{yy} = 2,72$ см

В секции С4 основная связь жесткости длиной $L = 439,1$ см развязана вспомогательными связями жесткости (шпренгелями) в двух направлениях. Расчетная длина, согласно схеме IIIA Рисунка 6.7 пособия, принимается равной: $L_{di} = 219,6$ см.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{219,6}{1,75} = 125,5 < \lambda_{пред} = 180.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{125,5}{86,8} = 1,446$$

Эффективный коэффициент гибкости, при закреплении на обоих концах двумя болтами, равен:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,446} = 0,942.$$

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ равна: $\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,942 \cdot 1,446 = 1,362$.

Коэффициент α для кривой «b» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,362 - 0,2) + 1,362^2 \right] = 1,625$.

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{1,625 + \sqrt{1,625^2 - 1,362^2}} = 0,398$.

Расчетное значение несущей способности основной связи жесткости (раскоса) секции С4 по устойчивости, учитывая коэффициент $\eta = 0,75$, равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \cdot 0,398 \cdot 1870 \cdot 275}{1} = 153500,0 \text{ Н}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости секции С4 из уголка L90×11:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{135000,0}{153500,0} = 0,88 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости (раскоса) обеспечена.

Все остальные основные и вспомогательные связи жесткости приняты по гибкости.

При конструировании и расчете узлов крепления, сечения элементов (например, распорок и диафрагм) могут изменяться, с обязательной проверкой этих элементов.

Отклонения и повороты для проверки несущей способности по эксплуатационной пригодности принимать по результатам, полученным при расчете на ЭВМ, принимая характеристическое значение ветрового воздействия.

В Примере А.4 приведен расчет узла на отметке 28.000 м (см. Узел 1 на Рисунке А.6) крепления основных связей жесткости (раскосов к распорке), рассчитанных в данном примере.

ПРИМЕР А.3 Расчет узла фланцевого соединения секций башни.

А.3.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет узла на отметке 16.000 м (см. Узел 1 на Рисунке А.1) фланцевого соединения секций решетчатой башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения с элементами из круглых труб, рассчитанной в Примере А.1.

Сечения элементов опорных стоек (поясов) башни – круглая труба $\varnothing 244,5 \times 6,3$ мм. К опорным стойкам приварены фланцы кольцевого типа толщиной $t = 30$ мм. Фланцы соединяются между собой при помощи восьми болтов М24 класса прочности 8.8 без контролируемого (предварительного) натяжения.

Схема узла фланцевого соединения секций башни приведена на Рисунке А.10.

Усилия в рассчитываемом узле, полученные в расчете Примера А.1 (см. Рисунок А.4), приходящие на фланец от усилий в опорных стойках и основных связях жесткости башни, равны:

- растягивающее осевое усилие (перпендикулярно фланцу) – $N_{Ed,x} = 867000,0 \text{ Н}$;
- поперечное усилие (вдоль фланца) – $N_{Ed,y} = 93000,0 \text{ Н}$.

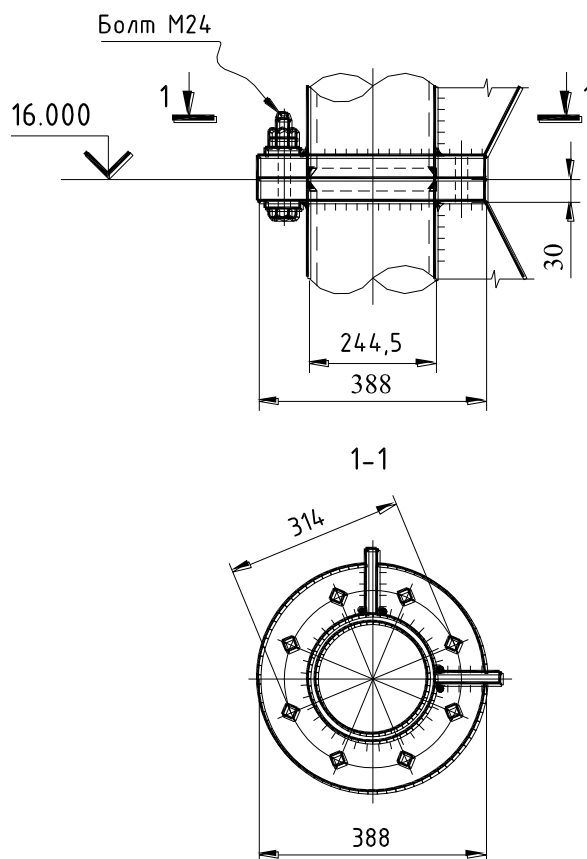


Рисунок А.10 – Схема узла фланцевого соединения секций башни

А.3.2 Характеристики материалов и частные коэффициенты безопасности

Сталь опорных стоек башни принята S275H по EN 10210-1 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ и временным сопротивлением на растяжение $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$. Сталь фланцев принята S355 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ и временным сопротивлением на растяжение $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$, согласно Таблице 3.1 настоящего пособия.

Для болтов класса прочности 8.8 – номинальные значения предела текучести $f_{yb} = 640 \text{ Н/мм}^2$ и временного сопротивления на растяжение $f_{ub} = 800 \text{ Н/мм}^2$, согласно Таблице 3.4 пособия.

Частный коэффициент безопасности для фланцев: $\gamma_{M0} = 1,0$.

Частный коэффициент безопасности для болтов: $\gamma_{M2} = 1,25$.

А.3.3 Расчет толщины фланца

Согласно Пункту 6.4.2 настоящего пособия определяется расчетный изгибающий момент M_{Ed} , действующий на фланец:

$$M_{Ed} = N_{Ed,x} \cdot (D_b - D_i) / 2 = 867000,0 \cdot (314 - 244,5) / 2 = 30128250,0 \text{ Н}\cdot\text{мм},$$

где $N_{Ed,x}$ – расчетная растягивающая осевая сила;

$D_b = 314 \text{ мм}$ – диаметр окружности по центрам болтовых отверстий (см. Рисунок А.10);

$D_i = 244,5 \text{ мм}$ – диаметр опорной стойки (пояса) башни.

Проверяется фланец по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{30128250,0}{40881800,0} = 0,74 \leq 1,0,$$

где $M_{c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Считая сечение фланца сжатым по всей длине, согласно Таблице 6.1 пособия, определяется:

$$c/t = (388 - 244,5) \cdot 0,5 / 30 = 2,39 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235 / f_y} = 9 \cdot \sqrt{235 / 355} = 7,32.$$

Сечение фланца можно отнести к 1, 2 или 3 классу.

Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$ определяется в данном примере для сечения 3 класса по Формуле (6.14) СН РК EN 1993-1-1.

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{115160 \cdot 355}{1,0} = 40881800,0 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где момент сопротивления сечения для фланца без ребер равен:

$$W_{el,min} = \frac{\pi \cdot D_{тр} \cdot t_{фл}^2}{6} = \frac{3,14 \cdot 244,5 \cdot 30^2}{6} = 115160 \text{ мм}^3.$$

Фланец проверяют также на действие момента и осевой силы $N_{Ed,y}$. В данном примере для полученных усилий эта проверка является несущественной.

Сечение фланца толщиной $t = 30$ мм удовлетворяет несущей способности по прочности.

А.3.4 Расчет болтов фланцевого соединения

Принятое в примере соединение относится, в соответствии с 6.4.1.2.2 данного пособия, к категории D (соединение, работающее на растяжение), в котором расчетное усилие на один болт $F_{t,Ed}$ не должно превышать несущей способности болта на растяжение $F_{t,Rd}$ и несущей способности головки болта или гайки на отрыв $B_{p,Rd}$, согласно Таблицы 6.15 пособия.

В соответствии с Формулой (6.52) Подпункта 6.4.2 настоящего пособия, расчетное осевое усилие N_b на один болт соединения равно:

$$N_b = F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed,x} \cdot k_p}{n} = \frac{867000,0 \cdot 1,8}{8} = 195075,0 \text{ Н},$$

где n – количество болтов;

$k_p = 1,8$ – коэффициент эффекта рычага для болтов без предварительного натяжения.

Расчетная несущая способность одного болта на растяжение определяется по формуле Таблицы 6.17 пособия:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 352}{1,25} = 202750,0 \text{ Н},$$

где $k_2 = 0,9$;

$A_s = 352 \text{ мм}^2$ – площадь сечения болта нетто.

Несущая способность болта M24 на растяжение больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$F_{t,Rd} = 202750,0 \text{ Н} > F_{t,Ed} = 195075,0 \text{ Н}.$$

Расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв $B_{p,Rd}$ определяется по формуле Таблицы 6.17 пособия:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 15,6 \cdot 30 \cdot 510 / 1,25 = 359740,0 \text{ Н},$$

где $d_m = 15,6 \text{ мм}$ – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из этих значений;

t_p – толщина пластины под головкой болта или гайкой.

Расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$B_{p,Rd} = 359740,0 \text{ Н} > F_{t,Ed} = 195075,0 \text{ Н}.$$

Принятое соединение подвержено одновременному действию среза и растяжения, поэтому расчетное значение несущей способности болтов проверяется по следующим формулам Таблицы 6.17 пособия:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{11625,0}{173570,0} + \frac{195075,0}{1,4 \cdot 202750,0} = 0,754 < 1,0,$$

где $F_{v,Ed}$ – расчетное усилие на один болт, равное при количестве болтов $n = 8$:

$$F_{v,Ed} = N_{Ed,y} / n = 93000 / 8 = 11625,0 \text{ Н};$$

$F_{v,Rd}$ – расчетная несущая способность болта на срез, определяемая по формуле:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 452}{1,25} = 173570,0 \text{ Н},$$

где $\alpha_v = 0,6$ – для плоскости среза, проходящей через гладкую часть болта;

$A = 452 \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения болта брутто.

Принятые для соединения болты М24 удовлетворяют требованиям к соединениям категории D Таблицы 6.15 настоящего пособия.

А.3.5 Расчет сварных швов соединения опорной стойки (пояса) с фланцем

Сварные швы, соединяющие опорную стойку (пояс) башни с фланцем, относятся к угловым сварным швам.

В примере приняты сварные швы с неравными катетами: катет к опорной стойке равен 6 мм, к фланцу – 8 мм. При этом, эффективная толщина «а» сварного углового шва, согласно 6.4.4.3.2 данного пособия, равна – $a = 4,8 \text{ мм}$ (см. Рисунок А.11).

В соответствии с 6.4.4.3.5 пособия, расчетная несущая способность углового сварного шва считается достаточной, если выполняется условие Формулы (6.54) пособия:

$$F_{w,Ed} = 565,0 \text{ Н/мм} < F_{w,Rd} = 1120,0 \text{ Н/мм},$$

где $F_{w,Ed}$ – расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва, определяемое для двух швов (см. Рисунок А.11):

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed,x}}{2 \cdot \pi \cdot D_{тр}} = \frac{867000,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 244,5} = 565,0 \text{ Н/мм};$$

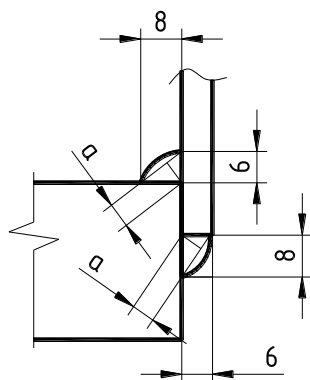


Рисунок А.11 – Схема сварных швов соединения опорной стойки (пояса) с фланцем

$F_{w,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на единицу длины сварного шва, определяемое по Формуле (6.55) пособия:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 233,7 \cdot 4,8 = 1120 \text{ Н/мм},$$

где $f_{vw,d}$ – расчетная прочность сварного шва на сдвиг, определяемая по Формуле (6.56) по-

собия:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 / \sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,25} = 233,7 \text{ Н/мм}^2,$$

где f_u – номинальное значение временного сопротивления на растяжение менее прочного из соединяемых элементов;

$\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент для стали S275, принимаемый по Таблице 6.20 пособия.

Расчетная несущая способность углового сварного шва крепления опорной стойки к фланцу достаточна.

ПРИМЕР А.4 Расчет узла крепления основных связей жесткости башни высотой 40,0 м из прокатных равнополочных уголков.

А.4.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет узла на отметке 28.000 м (см. Узел 1 на Рисунке А.6) крепления основных связей жесткости из прокатных равнополочных уголков (крепление раскосов к распорке) для решетчатой башни высотой 40,0 м квадратного в плане сечения, рассчитанной в Примере А.2.

Сечения элементов основных связей жесткости – уголки L90×11, прикрепленных к фасонке толщиной $t = 8$ мм. Элементы основных связей жесткости рассчитываемого узла загружены растягивающими усилиями $N_{Ed} = 108000,0$ Н и $N_{Ed} = 135000,0$ Н (см. Рисунок А.12).

Основные связи жесткости из равнополочного уголка L90×11 (раскосы с усилием $N_{Ed} = 108000,0$ Н) крепятся к фасонке при помощи двух болтов с номинальным диаметром 20 мм (M20) класса прочности 5.8, уставленных в один ряд;

Основные связи жесткости из равнополочного уголка L90×11 (раскосы с усилием $N_{Ed} = 135000,0$ Н) крепятся к фасонке при помощи двух болтов с номинальным диаметром 22 мм (M22) класса прочности 5.8, поставленных в один ряд;

Схема узла крепления приведена на Рисунке А.12.

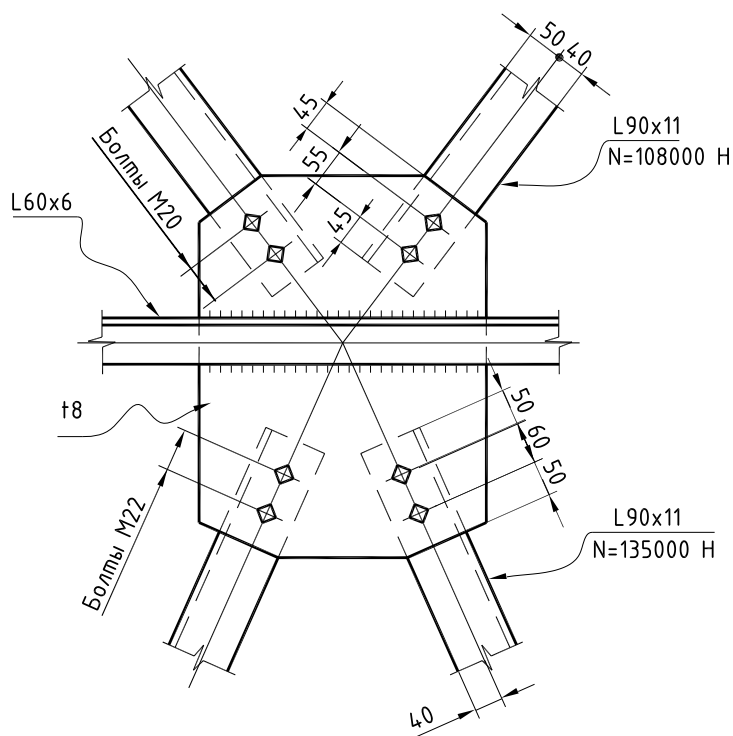


Рисунок А.12 – Схема узла крепления основных связей жесткости

А.4.2 Характеристики материалов и частные коэффициенты безопасности

Сталь для основных связей жесткости башни и для фасонки принята S275 по СТ РК EN 10025-2 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ и временным сопротивлением на растяжение $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$, согласно Таблице 3.1 настоящего пособия.

Для болтов класса прочности 5.8 – номинальные значения предела текучести $f_{yb} = 400 \text{ Н/мм}^2$ и временного сопротивления на растяжение $f_{ub} = 500 \text{ Н/мм}^2$, согласно Таблице 3.4 пособия.

Частный коэффициент безопасности для сечения уголка брутто: $\gamma_{M0} = 1,0$.

Частный коэффициент безопасности для сечения уголка нетто: $\gamma_{M2} = 1,25$.

Частный коэффициент безопасности для болтов: $\gamma_{M2} = 1,25$.

А.4.3 Расположение и размеры отверстий

Согласно примечания а) Таблицы 6.18, приведенный в этой таблице номинальный зазор для болтов в 2 мм для нормальных круглых отверстий должен быть уменьшен на 0,5 мм при применении их в башнях и мачтах.

а) Для применяемых болтов М20 размер отверстия принят – $d_0 = 21,5 \text{ мм}$.

Расстояние до края уголка вдоль усилия $e_1 = 45 \text{ мм}$, расстояние до края уголка поперек усилия $e_2 = 40 \text{ мм}$ (см. Рисунок А.12).

Согласно Таблице 6.16 настоящего пособия:

– значения e_1 и $e_2 < 4 \cdot t + 40 \text{ мм} = 4 \cdot 8 + 40 = 72 \text{ мм}$ – максимальное расстояние до края, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

– значения e_1 и $e_2 > 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 21,5 = 25,8 \text{ мм}$ – минимальное расстояние до края;

– расстояние между осями болтов, шаг $p_1 = 55 \text{ мм} > 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 21,5 = 47,3 \text{ мм}$;

– расстояние между осями болтов, шаг $p_1 = 55 \text{ мм} < 14 \cdot t = 14 \cdot 8 = 112,0 \text{ мм}$ (или 200,0 мм).

Согласно Примечанию 2 к Таблице 6.16 пособия при сжимающем усилии, величины e_2 и p_1 должны удовлетворять условиям местной устойчивости:

– т. к. $p_1 / t = 55 / 8 = 6,875 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 9 \cdot \sqrt{235/275} = 8,32$, то расчет на местную

устойчивость не требуется;

– $e_2 / t = 40 / 11 = 3,64 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot \sqrt{235/f_y} = 15 \cdot \sqrt{235/275} = 13,8$, согласно Таблицы 6.1

настоящего пособия.

б) Для применяемых болтов М22 размер отверстия принят – $d_0 = 23,5 \text{ мм}$.

Расстояние до края уголка вдоль усилия $e_1 = 50 \text{ мм}$, расстояние до края уголка поперек усилия $e_2 = 40 \text{ мм}$ (см. Рисунок А.12).

Согласно Таблице 6.16 пособия :

– значения e_1 и $e_2 < 4 \cdot t + 40 \text{ мм} = 4 \cdot 8 + 40 = 72 \text{ мм}$ – максимальное расстояние до края, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

– значения e_1 и $e_2 > 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 23,5 = 28,2 \text{ мм}$ – минимальное расстояние до края;

– расстояние между осями болтов, шаг $p_1 = 60 \text{ мм} > 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 23,5 = 51,7 \text{ мм}$;

– расстояние между осями болтов, шаг $p_1 = 60 \text{ мм} < 14 \cdot t = 14 \cdot 8 = 112,0 \text{ мм}$ (или 200,0 мм).

Проверка условий местной устойчивости при сжимающем усилии:

– $p_1 / t = 60 / 8 = 7,5 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{235/f_y} = 9 \cdot \sqrt{235/275} = 8,32$, расчет на местную устойчивость

не требуется;

$$- e_2 / t = 40 / 11 = 3,64 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 13,8.$$

А.4.4 Несущая способность основных связей жесткости (раскосов) по прочности при растяжении

Согласно 6.3.1.1 настоящего пособия, для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение $N_{t,Rd}$ принимают наименьшим из:

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии, определяемого по Формуле (6.12) пособия:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1870 \cdot 275}{1,0} = 514250,0 \text{ Н},$$

где площадь сечения брутто уголка L90×11 равна $A = 1870 \text{ мм}^2$;

– расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии, определяемого по Формуле (6.13) пособия:

а) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}$ (болты М20):

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1633,5 \cdot 430}{1,25} = 505730,0 \text{ Н},$$

где площадь сечения нетто уголка L90×11, закрепляемого болтами М20, равна:

$$A_{net} = 1870 - 21,5 \cdot 11 = 1633,5 \text{ мм}^2;$$

б) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}$ (болты М22):

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1611,5 \cdot 430}{1,25} = 498920,0 \text{ Н},$$

где площадь сечения нетто уголка L90×11, закрепляемого болтами М22, равна:

$$A_{net} = 1870 - 23,5 \cdot 11 = 1611,5 \text{ мм}^2.$$

Проверка на прочность при растяжении, выполняется по Формуле (6.11) пособия:

а) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}$ (болты М20)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{108000,0}{505730,0} = 0,22 < 1,0;$$

б) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}$ (болты М22)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{135000,0}{498920,0} = 0,27 < 1,0.$$

Несущая способность растянутых элементов связей жесткости из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой одним рядом болтов, определяется по Формуле (6.2) данного пособия:

а) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}$, при закреплении двумя болтами М20:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,407 \cdot 1633,5 \cdot 430}{1,25} = 228700,0 \text{ Н},$$

где понижающий коэффициент $\beta_2 = 0,407$ определен по интерполяции для шага $p_1 = 55 \text{ мм}$ ($p_1 / d_0 = 55 / 21,5 = 2,56$) по Таблице 6.2 пособия;

площадь $A_{net} = 1633,5 \text{ мм}^2$ (см. выше).

Проверка на прочность при растяжении, по Формуле (6.11) пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{108000,0}{228700,0} = 0,472 < 1,0;$$

б) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}$, при закреплении двумя болтами М22:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,406 \cdot 1611,5 \cdot 430}{1,25} = 225070,0 \text{ Н},$$

где понижающий коэффициент $\beta_2 = 0,406$ для шага $p_1 = 60$ мм ($p_1 / d_0 = 60 / 23,5 = 2,55$);
площадь $A_{net} = 1611,5 \text{ мм}^2$ (см. выше).

Проверка на прочность при растяжении:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{135000,0}{225070,0} = 0,6 < 1,0.$$

Прочность основных связей жесткости (раскосов) из L90×11 обеспечена.

Расчетная несущая способность уголка связи жесткости при вырыве материала крайней зоны (см. Рисунки А.13 и А.14) при передаче сдвигающего усилия на симметричную группу болтов без эксцентриситета определяется согласно 6.4.1.7.2 по Формуле (6.50) пособия:

а) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}$, при креплении двумя болтами М20:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 430 \cdot 11 \cdot (40 - 21,5/2) / 1,25 + (275 / \sqrt{3}) \cdot 11 \times \\ \times (100 - 21,5 - 21,5/2) / 1,0 = 229010,0 \text{ Н},$$

где A_{nt} – площадь сечения нетто растянутой зоны уголка;

A_{nv} – площадь сечения нетто сдвигаемой зоны уголка.

Несущая способность уголка L90×11 на вырыв больше усилия в уголке:

$$V_{eff,1,Rd} = 229010,0 \text{ Н} > N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}.$$

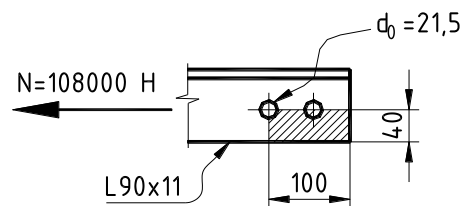


Рисунок А.13 – Схема зоны вырыва материала крайней зоны уголка связи жесткости с усилием $N_{Ed} = 108000,0 \text{ Н}$

б) для связей жесткости с усилием $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}$, при креплении двумя болтами М22:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 430 \cdot 11 \cdot (40 - 23,5/2) / 1,25 + (275 / \sqrt{3}) \cdot 11 \times \\ \times (110 - 23,5 - 23,5/2) / 1,0 = 237450,0 \text{ Н}.$$

Несущая способность уголка L90×11 на вырыв больше усилия в уголке:

$$V_{eff,1,Rd} = 237450,0 \text{ Н} > N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}.$$

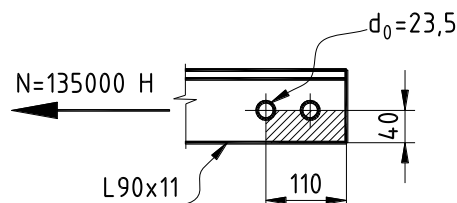


Рисунок А.14 – Схема зоны вырыва материала крайней зоны уголка связи жесткости с усилием $N_{Ed} = 135000,0 \text{ Н}$

Сечения основных связей жесткости (раскосов) удовлетворяют условию прочности, при учете ослабления уголков отверстиями под болты.

А.4.5 Расчет болтового соединения

Принятые в рассчитываемом узле соединения связей жесткости с фасонками относятся, согласно 6.4.1.2.1 пособия, к категории А – срезное соединение, в котором расчетное усилие в элементе не должно превышать несущей способности болтов на срез и на смятие, согласно Таблицы 6.14 пособия.

Расчетная несущая способность одного болта на срез определяется по формулам Таблицы 6.17 пособия

а) Для болтов М20 класса прочности 5.8.

В примере принято, что болты срезаются по одной плоскости и плоскость среза проходит через гладкую часть болта, поэтому $\alpha_v = 0,6$.

Площадь сечения брутто принятых болтов М20 : $A = 314 \text{ мм}^2$.

Класс прочности болтов – 5.8 с $f_{ub} = 500 \text{ Н/мм}^2$.

Несущая способность одного болта на срез:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 314}{1,25} = 75360,0 \text{ Н}.$$

Несущая способность болта М20 на срез больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$F_{v,Rd} = 75360,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 108000,0 / 2 = 54000,0 \text{ Н},$$

где $F_{v,Ed}$ – расчетное усилие на один болт;

n_b – количество болтов в соединении.

б) Для болтов М22 класса прочности 5.8.

Для плоскости среза, проходящей через гладкую часть болта, $\alpha_v = 0,6$.

Площадь сечения брутто принятых болтов М22 : $A = 380 \text{ мм}^2$.

Класс прочности болтов – 5.8 с $f_{ub} = 500 \text{ Н/мм}^2$.

Несущая способность одного болта на срез:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 380}{1,25} = 91200,0 \text{ Н}.$$

Несущая способность болта М22 на срез больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$F_{v,Rd} = 91200,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 135000,0 / 2 = 67500,0 \text{ Н}.$$

Расчетная несущая способность соединения на смятие для одного болта определяется по формулам Таблицы 6.17 пособия:

а) Для болтов М20 класса прочности 5.8.

Несущая способность на смятие для одного болта:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,603 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 8}{1,25} = 82970,0 \text{ Н},$$

где $d = 20 \text{ мм}$ – номинальный диаметр болта;

$t = 8 \text{ мм}$ – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

α_b – коэффициент, значение которого принимается наименьшим из вычисленных ниже α_d , f_{ub}/f_u и 1,0:

– коэффициент α_d вдоль усилия определяется для крайних болтов при $e_1 = 45 \text{ мм}$ и $d_0 = 21,5 \text{ мм}$ по формуле:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{45}{3 \cdot 21,5} = 0,698 ;$$

– коэффициент α_d вдоль усилия определяется для средних болтов при $r_1 = 55 \text{ мм}$ и $d_0 = 21,5 \text{ мм}$ по формуле:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{55}{3 \cdot 21,5} - \frac{1}{4} = 0,603 ;$$

$$- \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{430} = 1,163 ;$$

коэффициент принят: $\alpha_b = 0,603$.

k_1 – коэффициент поперек усилия для крайних болтов при $e_2 = 40$ мм и $d_0 = 21,5$ мм, значение которого принимается наименьшим из:

$$2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21,5} - 1,7 = 3,509 \text{ и } 2,5 ;$$

коэффициент принят: $k_1 = 2,5$, поскольку в примере принят один ряд болтов поперек усилия.

Несущая способность болта М20 на смятие больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$F_{b,Rd} = 82970,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 108000,0 / 2 = 54000,0 \text{ Н}.$$

б) Для болтов М22 класса прочности 5.8.

Несущая способность на смятие для одного болта:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,601 \cdot 430 \cdot 22 \cdot 8}{1,25} = 90970,0 \text{ Н} ,$$

где $d = 22$ мм – номинальный диаметр болта;

$t = 8$ мм – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов;

α_b – коэффициент, значение которого принимается наименьшим из вычисленных ниже

α_d , f_{ub}/f_u и 1,0:

– коэффициент α_d вдоль усилия для крайних болтов при $e_1 = 50$ мм и $d_0 = 23,5$ мм:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{50}{3 \cdot 23,5} = 0,709 ;$$

– коэффициент α_d вдоль усилия для средних болтов при $p_1 = 60$ мм и $d_0 = 23,5$ мм:

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \cdot 23,5} - \frac{1}{4} = 0,601 ; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{430} = 1,163 ;$$

коэффициент принят: $\alpha_b = 0,601$.

k_1 – коэффициент поперек усилия для крайних болтов при $e_2 = 40$ мм и $d_0 = 23,5$ мм:

$$2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{23,5} - 1,7 = 3,066 , \text{ коэффициент принят: } k_1 = 2,5.$$

Несущая способность болта М22 на смятие больше расчетного усилия, действующего на болт:

$$F_{b,Rd} = 90970,0 \text{ Н} > F_{v,Ed} = N_{Ed} / n_b = 135000,0 / 2 = 67500,0 \text{ Н}.$$

Принятые болты М20 и М22 удовлетворяют требованиям к соединениям категории А Таблицы 6.14 настоящего пособия.

ПРИМЕР А.5 Расчет гололедных нагрузок для башни высотой 40,0 м с элементами из круглых труб**А.5.1 Определение гололедных нагрузок по ISO 12494.**

В примере приведено определение гололедных нагрузок для башни высотой 40,0 м с элементами из круглых труб, рассчитанной в Примере А.1.

Для расчета гололедных нагрузок принят ледовый класс G1 по Таблице 2.15 данного пособия с толщиной стенки гололеда 10 мм. Класс надежности башни принят – 2. Плотность гололедного обледенения $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$. Изменение толщины гололедного обледенения в зависимости от высоты над поверхностью земли учитывается с помощью коэффициента, определяемого по Формуле (2.92) пособия:

$$k_h = e^{0,01 \cdot H} = 2,71828^{0,01 \cdot H},$$

где H – базовая высота для элемента над поверхностью земли, м.

Ниже приведено определение гололедной нагрузки для секции марки C1 (отм. 0.000 - 8.000м)

Для расчета принимается усредненный коэффициент, учитывающий изменение толщины гололедного обледенения, для базовой высоты $H = 4,0 \text{ м}$:

$$k_h = 2,71828^{0,01 \cdot 4} = 1,04.$$

Принятые сечения элементов секции C1 (элементы из круглых труб по сортаменту DIN 2448, принятые в Примере А.1):

Пояса: труба $\varnothing 244,5 \times 6,3$; длина $\ell = 8,0 \text{ м}$; количество $n = 4 \text{ шт}$;

Раскосы: труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длины $\ell = 5,0 \text{ м}$ и $\ell = 4,7 \text{ м}$; количество $n = 8 \text{ шт}$ (каждой длины);

Распорка: труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 5,6 \text{ м}$; количество $n = 4 \text{ шт}$;

Распорка: труба $\varnothing 127 \times 3,2$; длина $\ell = 5,2 \text{ м}$; количество $n = 4 \text{ шт}$;

Фланец: $330 \times 330 \times 30 \text{ мм}$; количество $n = 4 \text{ шт}$;

Площадь поверхности всего фланца (с учетом толщины гололеда):

$$A_{\text{фл}} = \pi \cdot (D^2 - d^2) \cdot 2 / 4 + \pi \cdot D \cdot t_{\text{фл}} \cdot 2 = 3,14 \cdot [(33 + 1,0 \cdot 1,04)^2 - 24,45^2] \cdot 2 / 4 + 3,14 \cdot (33 + 1,0 \cdot 1,04) \cdot 3 \cdot 2 = 1520,0 \text{ см}^2 = 0,152 \text{ м}^2$$

Фасонки: $200 \times 500 \times 8 \text{ мм}$; площадь $A = 0,1 \cdot 2_{\text{плоск}} = 0,2 \text{ м}^2$; количество $n = 24 \text{ шт}$;

Диафрагма: труба $\varnothing 101,6 \times 2,9$; длина $\ell = 5,6 \text{ м}$; количество $n = 1 \text{ шт}$;

Диафрагма: труба $\varnothing 70 \times 2,6$; длина $\ell = 3,8 \text{ м}$; количество $n = 4 \text{ шт}$;

Масса гололедного обледенения m на элемент определяется по Формуле (2.93) пособия:

$$m = \pi \cdot \gamma \cdot t \cdot (d + t),$$

где $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$ – плотность гололедного обледенения;

$t = 10 \text{ мм} \cdot k_h$ – толщина гололедного обледенения, м;

d – диаметр элемента, м.

Суммарная характеристическая нагрузка $Q_{k,C1}$ гололедного обледенения элементов секции определяется по формуле:

$$Q_{k,C1} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м^2 ;

n – количество элементов на секцию.

Характеристическая гололедная нагрузка для секции башни C1:

$$Q_{k,C1} = [3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,2445 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8,0 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,0 \cdot 8 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 4,7 \cdot 8 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,07 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,6 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,2 \cdot 4 + 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot 0,152 \cdot 4 + 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot 0,2 \cdot 24 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,1016 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 5,6 \cdot 1 + 3,14 \cdot$$

$$\times 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,07 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 3,8 \cdot 4] = 798,0 \text{ кгс} = 7980,0 \text{ Н}$$

Определение гололедной нагрузки элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции С1 – отм. 0.000 до отм. 8.000 м) с сечениями:

Стойки: •Ø28 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт;

Ступени: •Ø20 мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 27 шт;

Ограждение: •Ø14 мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество 3 шт;

длина $\ell_2 = 1,75$ м; количество 13 шт;

Фидер: •Ø48 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 4 шт;

Фидер: •Ø20 мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт;

Характеристическая гололедная нагрузка $Q_{к,л}$ для лестницы (в секции С1):

$$Q_{к,л} = 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 2 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,02 + 0,01 \times \\ \times 1,04) \cdot 0,45 \cdot 27 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,014 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 3 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,014 + \\ + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 1,75 \cdot 13 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \cdot (0,048 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 4 + 3,14 \cdot 900 \cdot 0,01 \cdot 1,04 \times \\ \times (0,02 + 0,01 \cdot 1,04) \cdot 8 \cdot 2 = 132,0 \text{ кгс} = 1320,0 \text{ Н}$$

Гололедная нагрузка для секций С2, С3, С4, С5 вычисляется аналогично, включая площадки, с учетом соответствующих сечений, длины, количества элементов, определяемых по схемам на Рисунках А.1 и А.2, и высотного коэффициента k_h .

Определение гололедной нагрузки от площадки на отметке 40.000 м.

Для площадки на отметке 40,000 м принимаем коэффициент, учитывающий изменение толщины гололедного обледенения, для базовой высоты $H = 40$ м:

$$k_h = 2,71828^{0,01 \cdot 40} = 1,49.$$

Сечения элементов площадки:

Балки: [12; периметр швеллера – $p = 0,422$ м; длина $\ell_1 = 2,0$ м; количество $n = 6$ шт;

длина $\ell_2 = 0,8$ м; количество $n = 1$ шт;

Диафрагма: труба Ø70×2,6; длина $\ell = 1,3$ м; количество $n = 4$ шт;

Диафрагма: труба Ø70×2,6; длина $\ell = 2,0$ м; количество $n = 1$ шт;

Люк: L50×5; длина $\ell = 0,8$ м; количество $n = 4$ шт;

Рифленый настил толщиной t_4 : $A = 4,0 \text{ м}^2$; количество $n = 1$ шт; 2 плоскости;

Ограждение: •Ø28 мм; длина $\ell_1 = 1,2$ м; количество $n = 8$ шт; длина $\ell_2 = 8,0$ м; количество $n = 1$ шт;

Ограждение: •Ø14 мм; длина $\ell_1 = 8,0$ м; количество $n = 2$ шт;

Масса гололедного обледенения m на балку площадки:

$$m = p \cdot t \cdot \gamma,$$

где $t = 10 \text{ мм} \cdot k_h$ – толщина гололедного обледенения, м;

p – периметр сечения балки, м.

Суммарная характеристическая нагрузка $Q_{к,пл}$ от гололедного обледенения элементов площадки на отм. 40.000 м определяется по формуле:

$$Q_{к,пл} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м^2 ;

n – количество элементов.

Суммарная характеристическая гололедная нагрузка от площадки на отм. 40.000 м:

$$Q_{к,пл} = [0,422 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 2,0 \cdot 6 + 0,422 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 0,8 \cdot 1 + 3,14 \cdot (0,070 + 0,01 \times \\ \times 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot (1,3 \cdot 4 + 2,0 \cdot 1) + 0,15 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 0,8 \cdot 4 + 4,0 \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 2 + \\ + 3,14 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 1,2 \cdot 8 + 3,14 \cdot (0,028 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \times \\ \times 8,0 \cdot 1 + 3,14 \cdot (0,014 + 0,01 \cdot 1,49) \cdot 0,01 \cdot 1,49 \cdot 900 \cdot 8,0 \cdot 2] = 265,0 \text{ кгс} = 2650,0 \text{ Н}$$

Результаты вычислений приведены в Таблице А.3. Расчетная нагрузка получена умножением характеристического значения на частный коэффициент безопасности для гололедной нагрузки $\gamma_Q = 1,4$, принятый по Таблице 2.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции.

Таблица А.3 – Гололедные нагрузки на башню по ISO 12494

Секция (отметка)	Ед. изм.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	Пло- щадка на отм. 40.000 м
Общая гололедная нагрузка на конструкции (характеристическая)	Н	9300	8830	9200	9410	12040	2650
Общая гололедная нагрузка на конструкции (расчетная)	Н	13020	12360	12880	13170	16860	3700

А.5.2 Определение гололедных нагрузок по методике, принятой на переходный период.

Для расчета гололедных нагрузок принят III гололедный район по Таблице 2.18 2.3.2.8 данного пособия с толщиной стенки гололеда $b = 10$ мм. Частный коэффициент безопасности по нагрузке для гололедной нагрузки равен $\gamma_Q = 1,3$ по 2.3.2.8.4. Плотность гололедного обледенения $\gamma = 0,9$ г/см³. Изменение толщины гололедного обледенения в зависимости от высоты над поверхностью земли учитывается с помощью коэффициента k , определяемого по Таблице 2.20 пособия.

Характеристическое значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно i , Н/м, определяется по Формуле (2.96) пособия:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}.$$

Характеристическое значение поверхностной гололедной нагрузки i , Па, для других элементов определяется по Формуле (2.97) пособия: $i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g$.

Ниже приведено определение гололедной нагрузки для секции марки C1 (отм. 0.000 - 8.000 м)

Для расчета принимается усредненный коэффициент, учитывающий изменение толщины гололедного обледенения, в зависимости от высоты над поверхностью земли – $k = 0,86$.

Принятые сечения элементов секции C1 указаны в А.5.1.

Характеристическое значение поверхностной гололедной нагрузки i , Па, для элементов секции C1 ствола башни равно, в соответствии с 2.3.2.8.3 пособия:

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g = 10 \cdot 0,86 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,81 = 45,6 \text{ Па} = 4,6 \text{ кгс/м}^2$$

Масса гололедного обледенения m на элементы из труб равна:

$$m = i' \cdot \pi \cdot (d + b \cdot k),$$

где $k = 0,86$ – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте;

d – диаметр элемента, м.

Суммарная характеристическая нагрузка Q_{C1} от гололедного обледенения элементов секции марки C1 определяется по формуле:

$$Q_{C1} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м²;

n – количество элементов на секцию.

$$Q_{C1} = [4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,2445 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 8,0 \cdot 4 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,0 \cdot 8 + 4,6 \times \\ \times 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 4,8 \cdot 8 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,07 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,6 \cdot 4 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,127 + 0,01 \times \\ \times 0,86) \cdot 5,2 \cdot 4 + 4,6 \cdot 0,152 \cdot 4 + 4,6 \cdot 0,2 \cdot 24 + 4,6 \cdot 3,14 \cdot (0,1016 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 5,6 \cdot 1 + 4,6 \cdot 3,14 \times \\ \times (0,07 + 0,01 \cdot 0,86) \cdot 3,8 \cdot 4] = 390,0 \text{ кгс} = 3900,0 \text{ Н}$$

Определяется гололедная нагрузка для элементов лестницы, ограждения лестницы и фидеров (для секции длиной 8,0 м) с сечениями, указанными в А.5.1.

Характеристическое значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно i , Н/м, для лестницы определяется, в соответствии с 2.3.2.8.3 пособия:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}$$

где μ_1 – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения, определяется по Таблице 2.21 пособия:

для сечения $\bullet \varnothing 14$ мм: $\mu_1 = 0,96$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,96 \cdot (14 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,96) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,509 \text{ кгс/м};$$

для сечения $\bullet \varnothing 20$ мм: $\mu_1 = 0,9$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,9 \cdot (20 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,9) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,6 \text{ кгс/м};$$

для сечения $\bullet \varnothing 28$ мм: $\mu_1 = 0,82$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,82 \cdot (28 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,82) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,685 \text{ кгс/м};$$

для сечения $\bullet \varnothing 48$ мм: $\mu_1 = 0,71$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 0,71 \cdot (48 + 10 \cdot 0,86 \cdot 0,71) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 0,916 \text{ кгс/м};$$

$k = 0,86$ – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте;

d – диаметр элемента, мм.

Суммарная характеристическая нагрузка Q_{ℓ} от гололедного обледенения элементов лестницы определяется по формуле:

$$Q_{\ell} = \Sigma(i \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м^2 ;

n – количество элементов на секцию.

$$Q_{\ell} = 0,685 \cdot 8 \cdot 2 + 0,6 \cdot 0,45 \cdot 27 + 0,509 \cdot 8 \cdot 3 + 0,509 \cdot 1,75 \cdot 13 + 0,6 \cdot 8 \cdot 2 + 0,916 \cdot 8 \cdot 4 + 0,6 \times \\ \times 8 \cdot 2 = 81,0 \text{ кгс} = 810,0 \text{ Н}$$

Гололедная нагрузка для секций С2, С3, С4, С5 вычисляется аналогично, включая площадки, с учетом соответствующих сечений, длины и количества элементов и высотного коэффициента k .

Определение гололедной нагрузки от площадки на отметке 40.000 м.

Для площадки на отм. 40.000 м принимаем коэффициент, учитывающий изменение толщины гололедного обледенения для высоты $H = 40$ м: $k = 1,5$

Характеристическое значение поверхностной гололедной нагрузки i , Па, для элементов площадки на отм. 40,000 м определяется по формуле

$$i' = b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g = 10 \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,81 = 79,5 \text{ Па} = 8,0 \text{ кгс/м}^2,$$

где $k = 1,5$ – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте.

Масса гололедного обледенения на балку площадки равна: $m = i' \cdot p$,

где p – периметр сечения балки, м.

Суммарная характеристическая нагрузка $Q_{\text{пл}}$ от гололедного обледенения элементов площадки определяется по формуле:

$$Q_{\text{пл}} = \Sigma(m \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м^2 ;

n – количество элементов на секцию.

Характеристическое значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового се-

чения диаметром до 70 мм включительно i , Н/м, для площадки на отм. 40.000 м определяется по формуле:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 \cdot (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}$$

где μ_1 – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения определяется по Таблице 2.21;

для сечения $\bullet \varnothing 14$ мм: $\mu_1 = 0,96$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 0,96 \cdot (14 + 10 \cdot 1,5 \cdot 0,96) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 1,134 \text{ кгс/м};$$

для сечения $\bullet \varnothing 28$ мм: $\mu_1 = 0,82$;

$$i = 3,14 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 0,82 \cdot (28 + 10 \cdot 1,5 \cdot 0,82) \cdot 0,9 \cdot 9,81 / 10^4 = 1,374 \text{ кгс/м}.$$

$k = 1,5$ – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте;

d – диаметр элемента, мм.

Суммарная характеристическая нагрузка $Q_{пл}$ от гололедного обледенения элементов площадки определяется по формуле:

$$Q_{пл} = \Sigma(i \cdot \ell \cdot n),$$

где ℓ – длина элемента или площадь, м или м^2 ;

n – количество элементов площадки.

Суммарная характеристическая гололедная нагрузка от площадки на отм. 40.000 м:

$$Q_{пл} = [8,0 \cdot 0,422 \cdot 2,0 \cdot 6 + 8,0 \cdot 0,422 \cdot 0,8 \cdot 1 + 8,0 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 4 + 8,0 \cdot 4,0 \cdot 2 + 8,0 \cdot (0,070 + 0,01 \cdot 1,5) \cdot (1,3 \cdot 4 + 2,0 \cdot 1) + 1,374 \cdot (1,2 \cdot 8 + 8,0 \cdot 1) + 1,134 \cdot 8,0 \cdot 2] = 160,0 \text{ кгс} = 1600,0 \text{ Н}$$

Результаты вычислений приведены в Таблице А.4. Расчетная нагрузка получена умножением характеристического значения на частный коэффициент безопасности для гололедной нагрузки $\gamma_Q = 1,3$, принятый по 2.3.2.8.4.

Таблица А.4 – Гололедные нагрузки на башню по методике переходного периода

Секция (отметка)	Един. из- мер.	C1 0.000÷ 8.000	C2 8.000÷ 16.000	C3 16.000÷ 24.000	C4 24.000÷ 32.000	C5 32.000÷ 40.000	Площадка на отм. 40.000 м
Общая гололедная нагрузка на конструкции (характеристическая)	Н	4710	5340	6090	6585	8215	1600
Общая гололедная нагрузка на конструкции (расчетная)	Н	6130	6940	7920	8560	10680	2080

Приложение Б (информационное)

Пример расчета мачты

ПРИМЕР Б.1 Расчет мачты высотой 30,0 м.

Б.1.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет мачты высотой 30,0 м, на которой на отметке 30.000 м установлены 2 антенны РРС Ø1,8 м с фидерами Ø20 мм по 1 штуке к каждой антенне.

Мачта предназначена для строительства в III ветровом районе, принятом по 2.3.1.1.5 данного пособия, с характеристическим (нормативным) значением ветрового давления 0,38 кПа. Тип местности для ветрового воздействия принят I по Таблице 2.4 данного пособия. Мачта расположена на ровной поверхности земли.

Класс надежности мачты принят 2 по Таблице 2.1 данного пособия.

Ствол мачты представляет собой пространственный призматический решетчатый стержень с элементами из прокатных равнополочных уголков, квадратного в плане сечения, с размерами в основании 800 x 800 мм и высотой 30,0 м, состоящий из четырех секций заводского изготовления длиной 7,2 м и 8,4 м. Крепление связей жесткости (решетки мачты) предусмотрено на сварке непосредственно к полкам уголков опорных стоек (поясов мачты), с расширением полки уголка поясов в местах крепления приваркой встык фасонки. Соединение секций между собой выполнено на болтах через фланцы. Оттяжечный узел состоит из вертикального листа, приваренного к опорным стойкам мачты, и горизонтальных ребер, обеспечивающих жесткость узла. Опорный узел мачты, состоящий из плит с вертикальными ребрами, передает нагрузку от мачты на опорный шарнир.

На отметке 30.000 м расположена площадка с размерами в плане 2,0 x 2,0 м для размещения оборудования и молниеотвода. Для подъема людей на мачту внутри ствола предусмотрена лестница–стремянка.

Ствол мачты поддерживается по высоте двумя ярусами оттяжек, ориентированных в плане в четырех направлениях через 90°. Оба яруса оттяжек закреплены на один фундамент, расположенный на расстоянии 18,0 м по диагонали от оси мачты.

Сечения элементов приняты по сортаментам DIN: для уголков – по DIN 1028, для швеллеров – по DIN 1026, для канатов – по DIN 3059. Сталь ствола мачты принята S275 по СТ РК EN 10025-2.

Схема мачты с сечениями элементов ствола и оттяжек приведена на Рисунке Б.1. Сечения лестницы и элементов площадок см. на Рисунке Б.2.

Б.1.2 Сбор нагрузок

Б.1.2.1 Определение постоянных нагрузок.

Постоянные нагрузки определяются от собственного веса элементов мачты, оттяжек и веса оборудования. Собственный вес ствола мачты может быть учтен (с принятием коэффициента на неучтенные элементы) при выполнении пространственного расчета по соответствующим программам (например, проектно-вычислительный комплекс SCAD Office). В данном примере приведен сбор постоянных нагрузок для задания его в расчет.

Ниже приведено определение постоянной нагрузки для секции мачты марки С1.

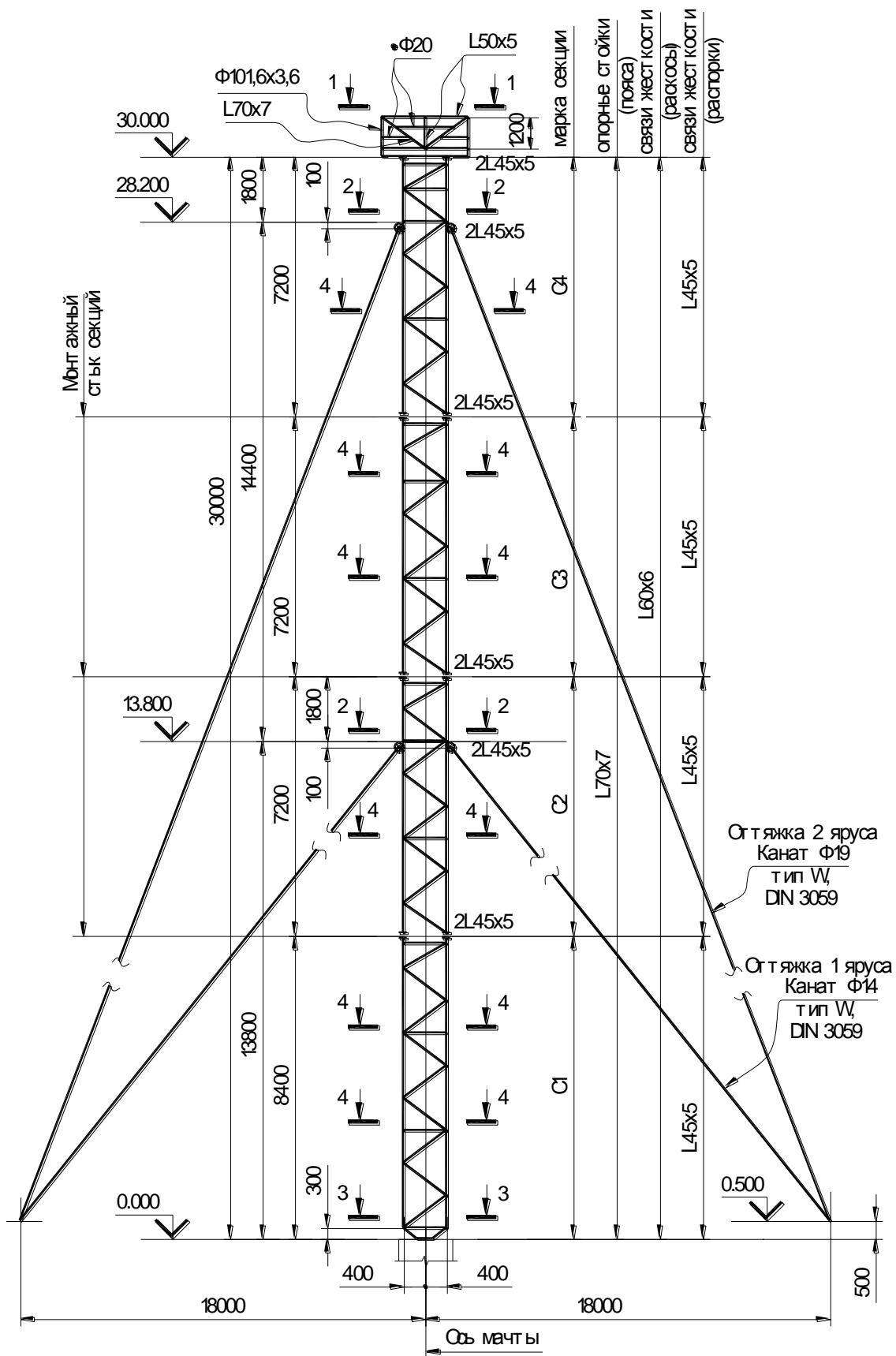


Рисунок Б.1 – Схема элементов ствола и оттяжек мачты высотой 30,0 м

Принятые сечения элементов секции С1 (отметки 0.300 - 8.400 м) (элементы из прокатных уголков приняты по сортаменту DIN 1028):

– опорные стойки (пояса): уголок L70×7; длина $\ell = 8,1$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 7,38$ кг/м;

– основные связи жесткости (раскосы): уголок L60×6; длина $\ell = 1,2$ м; количество $n = 36$ шт; масса $g = 5,42$ кг/м;

– основная связь жесткости (распорка): уголок L45×5; длина $\ell = 0,8$ м; количество $n = 8$ шт; масса $g = 3,38$ кг/м;

– основная связь жесткости (распорка): 2 уголка L45×5; длина $\ell = 0,8$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 6,76$ кг/м;

– вспомогательные связи жесткости (диафрагмы): уголок L45×5; длина $\ell = 0,45$ м; количество $n = 8$ шт; масса $g = 3,38$ кг/м;

– фланцы: 150×200×20 мм; площадь $A = 0,03$ м²; количество $n = 4$ шт; масса $g = 157,0$ кг/м²;

– фасонки: 60×200×6 мм; площадь $A = 0,012$ м²; количество $n = 36$ шт; масса $g = 47,1$ кг/м²;

Суммарная нагрузка G_k от собственного веса элементов секции определяется по формуле:

$$G_k = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k), \quad H$$

где g – масса погонного метра (или площади), кг/м или кг/м²;

ℓ – длина элемента или площадь, м или м²;

n – количество элементов на секцию;

k – коэффициент на неучтенные элементы.

Суммарная постоянная нагрузка G_{k1} от элементов секции мачты С1 (характеристическое значение):

$$G_{k1} = 7,38 \cdot 8,1 \cdot 4 + 5,42 \cdot 1,2 \cdot 36 \cdot 1,1 + 3,38 \cdot 0,8 \cdot 8 + 6,76 \cdot 0,8 \cdot 4 + 3,38 \cdot 0,45 \cdot 8 + 157,0 \times \\ \times 0,03 \cdot 4 \cdot 1,1 + 47,1 \cdot 0,012 \cdot 36 = 620,0 \text{ кгс} = 6200,0 \text{ Н}$$

Сечения элементов лестницы и фидеров (для секции С1 длиной 8,1 м):

– стойки: уголок L50×5; длина $\ell = 8,1$ м; количество 2 шт; масса $g = 3,77$ кг/м;

– ступени: •Ø20 мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 24 шт; масса $g = 2,47$ кг/м;

– крепления стоек: уголок L50×5; длина $\ell = 0,2$ м; количество 6 шт; масса $g = 3,77$ кг/м;

– фидер: •Ø20 мм; длина $\ell = 8,1$ м; количество 2 шт; масса $g = 0,15$ кг/м.

Суммарная постоянная характеристическая нагрузка G_{k2} от собственного веса элементов лестницы и фидеров (для секции С1 мачты):

$$G_{k2} = 3,77 \cdot 8,1 \cdot 2 + 2,47 \cdot 0,45 \cdot 24 + 3,77 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 1,1 + 0,15 \cdot 8,1 \cdot 2 \cdot 1,2 = 95,0 \text{ кгс} = 950,0 \text{ Н}$$

Согласно Пункту 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элементов, поэтому распределенная постоянная нагрузка на секцию С1 мачты будет равна:

$$q_n = (G_{k1} + G_{k2}) / L = (6200,0 + 950,0) / 8,1 = 882,0 \text{ Н/м},$$

где L – длина секции.

Постоянная нагрузка для секций С2, С3 и С4 вычисляется аналогично, с учетом соответствующих сечений, длины и количества элементов, определяемых по схемам на Рисунках Б.1 и Б.2. Результаты вычислений приведены в Таблице Б.1.

Определение постоянной нагрузки от площадки на отметке 30.000 м с ниже перечисленными сечениями и от молниеотвода:

– балки: швеллер [12; длина $\ell_1 = 2,0$ м; количество $n = 8$ шт; масса $g = 13,4$ кг/м;

– рифленый настил толщиной t_4 : площадь $A = 4,0$ м²; количество $n = 1$ шт; масса $g = 33,4$ кг/м²;

– стойки для антенн: труба Ø101,6×3,6; длина $\ell = 1,2$ м; количество $n = 4$ шт; масса $g = 8,87$ кг/м;

- опорные плиты для стоек для антенн и для балок: 220×220×12мм; площадь $A = 0,049 \text{ м}^2$; количество $n = 12$ шт; масса $g = 94,2 \text{ кг/м}^2$;
- подкосы: уголок L70×7; длина $\ell = 1,55 \text{ м}$; количество $n = 8$ шт; масса $g = 7,38 \text{ кг/м}$;
- ограждение: уголок L50×5; длина $\ell = 2,0 \text{ м}$ и $\ell = 1,2 \text{ м}$; количество $n = 4$ шт (каждой длины); масса $g = 3,77 \text{ кг/м}$;
- ограждение: $\bullet \varnothing 20 \text{ мм}$; длина $\ell_1 = 2,0 \text{ м}$; количество $n = 8$ шт; масса $g = 2,47 \text{ кг/м}$;
- стойка молниеотвода: труба $\varnothing 76,1 \times 2,9$; длина $\ell = 3,0 \text{ м}$; количество $n = 1$ шт; масса $g = 5,34 \text{ кг/м}$;
- молниеотвод: $\bullet \varnothing 20 \text{ мм}$; длина $\ell_1 = 2,0 \text{ м}$; количество $n = 1$ шт; масса $g = 2,47 \text{ кг/м}$.

Суммарная постоянная характеристическая нагрузка $G_{\text{к,пл}}$ от площадки на отметке 30.000 м и молниеотвода:

$$G_{\text{к,пл}} = \Sigma(g \cdot \ell \cdot n \cdot k) = 13,4 \cdot 2,0 \cdot 8 \cdot 1,1 + 33,4 \cdot 4,0 + 8,87 \cdot 1,2 \cdot 4 \cdot 1,1 + 94,2 \cdot 0,049 \cdot 12 \cdot 1,1 + 7,38 \cdot 1,55 \cdot 8 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot (2,0 + 1,2) \cdot 4 \cdot 1,1 + 2,47 \cdot 2,0 \cdot 8 \cdot 1,1 + 5,34 \cdot 3,0 \cdot 1 \cdot 1,1 + 2,47 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 1,1 = 700,0 \text{ кгс} = 7000,0 \text{ Н}$$

Постоянная распределенная нагрузка g от собственного веса канатов оттяжек может приниматься по данным стандартов или определяться по формулам Подпункта 2.3.4.2 данного пособия.

В примере приняты оттяжки с канатами из прядей (двойной свивки) типа W по DIN 3059. Согласно этому стандарту, вес канатов равен:

- для каната 1 яруса диаметром 14,0 мм – $g = 0,803 \text{ кгс/м}$;
- для каната 2 яруса диаметром 19,0 мм – $g = 1,490 \text{ кгс/м}$.

Согласно 2.3.4.2, для элементов группы В, работающих на растяжение, собственный вес (характеристическое значение) вычисляется по Формуле (2.98):

$$\text{для каната диаметром } 14,0 \text{ мм: } g_{\text{к}} = w \cdot A_{\text{м}} = 930 \cdot 10^{-7} \cdot 86,16 = 0,00802 \text{ Н/мм},$$

где $w = 930 \cdot 10^{-7} \text{ Н/мм}^2$ – удельный вес для канатов из прядей, согласно Таблицы 2.22;

$A_{\text{м}}$ – площадь поперечного сечения металлических элементов каната, определяемая по Формуле (2.99):

$$\text{для каната диаметром } 14,0 \text{ мм: } A_{\text{м}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f = \frac{3,14 \cdot 14,0^2}{4} \cdot 0,56 = 86,16 \text{ мм}^2,$$

где $f = 0,56$ – коэффициент заполнения для канатов из прядей, принятый по Таблице 2.22.

$$\text{Для каната диаметром } 19,0 \text{ мм: } A_{\text{м}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f = \frac{3,14 \cdot 19,0^2}{4} \cdot 0,56 = 158,7 \text{ мм}^2, \text{ тогда}$$

$$\text{собственный вес: } g_{\text{к}} = w \cdot A_{\text{м}} = 930 \cdot 10^{-7} \cdot 158,7 = 0,0148 \text{ Н/мм}.$$

Веса канатов по стандарту DIN 3059 и полученные выше по расчету совпадают.

В оттяжке, помимо каната, применяются механические детали для его крепления, принимаемые индивидуально для каждой оттяжки по соответствующим стандартам. В данном примере для крепления канатов приняты зажимы HDG, коуши, талрепы и серьги из листа.

Вес этих деталей для каната диаметром 14,0 мм равен 19,8 кг, а для каната диаметром 19,0 мм – 52,8 кг. В расчет для оттяжек принимается эквивалентная постоянная нагрузка, которая для принятых оттяжек и механических деталей может быть вычислена:

- для 1 яруса оттяжек из каната диаметром 14,0 мм и длиной $L = 21,82 \text{ м}$:

$$g_{\text{к,экв}} = \Sigma g_i / \ell = 0,803 + 19,8 / 21,82 = 1,7 \text{ кгс/м} = 17,0 \text{ Н/м};$$

- для 2 яруса оттяжек из каната диаметром 19,0 мм и длиной $L = 32,614 \text{ м}$:

$$g_{\text{к,экв}} = 1,49 + 52,8 / 32,614 = 3,1 \text{ кгс/м} = 31,0 \text{ Н/м},$$

или во всех случаях эквивалентная нагрузка может быть определена по формуле:

$$g_{\text{экв}} = 8 \cdot M_{\text{макс}} / \ell^2,$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент, определенный как для однопролетной балки от действия сил g_i .

Постоянная нагрузка от отдельных вспомогательных элементов (антенн) – масса антенн принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной мачты принято: антенна РРС Ø1,8 м – $G_{\text{ант.}} = 115$ кг (для одной антенны).

Постоянная нагрузка от вспомогательных элементов (антенн) на отметке 30.000 м:

$$G_{\text{к,отм.30}} = 115 \cdot 2 \cdot 1,05 = 240,0 \text{ кгс} = 2400,0 \text{ Н},$$

где $k = 1,05$ на неучтенные элементы.

Результаты вычислений приведены в Таблице Б.1. Расчетная нагрузка получена умножением характеристических значений, приведенных выше, на частный коэффициент безопасности для постоянной нагрузки $\gamma_G = 1,1$, принятый по Таблице 2.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции.

Таблица Б.1 – Постоянные нагрузки на мачту

Марка секции (отметки)	Ед. изм.	C1 0.300÷ 8.400	C2 8.400÷ 15.600	C3 15.600÷ 22.800	C4 22.800÷ 30.000	Пло- щадка на отм. 30.000 м	Опор- ный узел	От- тяжка 1 яру- са	От- тяжка 2 яру- са
Общая нагрузка на секции, площадку, опорный узел (характеристическая)	Н	7150,0	7000,0	6650,0	7000,0	7000,0	2200,0	–	–
Распределенная нагрузка на секцию (характеристическая)	Н/м	882,0	972,0	924,0	972,0	–	–	–	–
Распределенная нагрузка на секцию (расчетная)	Н/м	970,0	1070,0	1015,0	1070,0	–	–	–	–
Нагрузка от антенн (характеристическая)	Н	–	–	–	–	2400,0	–	–	–
Узловые нагрузки на мачту от антенн, площадки и молниеотвода, опорного узла (расчетные)	Н	–	–	–	–	10340,0	2420,0	–	–
Нагрузка на оттяжки (характеристическая)	Н/м	–	–	–	–	–	–	17,0	31,0
Нагрузка на оттяжки (расчетная)	Н/м	–	–	–	–	–	–	18,7	34,0

Для примененных в примере оттяжек приняты следующие значения предварительного натяжения P (характеристическое значение), которые, согласно 2.4.2, относятся к постоянному воздействию:

- для 1 яруса оттяжек из каната диаметром 14,0 мм – $P = 0,45 \text{ тс/см}^2 = 45,0 \text{ Н/мм}^2$;
- для 2 яруса оттяжек из каната диаметром 19,0 мм – $P = 1,10 \text{ тс/см}^2 = 110,0 \text{ Н/мм}^2$.

Применяя для предварительного натяжения P частный коэффициент безопасности для постоянной нагрузки $\gamma_G = 1,1$, принятый по Таблице 2.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции, получим расчетное предварительное натяжение:

- для 1 яруса оттяжек из каната диаметром 14,0 мм – $P = 50,0 \text{ Н/мм}^2$;
- для 2 яруса оттяжек из каната диаметром 19,0 мм – $P = 120,0 \text{ Н/мм}^2$.

Б.1.2.2 Определение ветровых нагрузок.

Для нормативного значения ветрового давления 0,38 кПа, принятого для мачты, основное значение базовой скорости ветра получено в соответствии с Формулой (2.1) данного пособия:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,38} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Коэффициенты $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Базовое значение скорости ветра v_b равно, в соответствии с Формулой (2.2) пособия:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29,2 \text{ м/с}.$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b .

Высота z для определения средней скорости ветра для каждой секции мачты принимается, в соответствии с 2.3.1.6.4, по центрам площадей граней в пределах высоты секции (отметки 4.350м, 12.000м, 19.200м, и 26.400м) и принимается отметка 30.000м для площадки, антенн и молниеотвода. Для определения равномерной нагрузки на оттяжки, в соответствии с 2.3.1.6.4, скорость ветра принимается на 2/3 высоты крепления оттяжки к мачте (отметки 9.200м и 18.800м).

Коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности, определяется по Формуле (2.4) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.350 м: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,1698 \cdot \ln\left(\frac{4,35}{0,01}\right) = 1,032,$$

где коэффициент местности k_r для принятого по Таблице 2.4 данного пособия типа местности I равен:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,1698,$$

где $z_0 = 0,01$ принято по Таблице 2.4, а $z_{0,ji} = 0,05$ м.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $c_r(z) = 1,204$;

для отм. 19.200 м – $c_r(z) = 1,283$;

для отм. 26.400 м – $c_r(z) = 1,337$;

для отм. 30.000 м – $c_r(z) = 1,359$;

для отм. 9.200 м – $c_r(z) = 1,158$;

для отм. 18.800 м – $c_r(z) = 1,280$.

Согласно исходным данным, мачта расположена на ровной поверхности земли, поэтому орографический коэффициент $c_o(z) = 1$.

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над поверхностью земли определяется по Формуле (2.3) данного пособия:

для отметки 4.350 м: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,032 \cdot 1,0 \cdot 29,2 = 30,1 \text{ м/с}.$

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $v_m(z) = 35,2 \text{ м/с}$;

для отм. 19.200 м – $v_m(z) = 37,5 \text{ м/с}$;

для отм. 26.400 м – $v_m(z) = 39,1 \text{ м/с}$;

для отм. 30.000 м – $v_m(z) = 39,7 \text{ м/с}$;

для отм. 9.200 м – $v_m(z) = 33,8$ м/с;

для отм. 18.800 м – $v_m(z) = 37,4$ м/с.

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ определяется по Формуле (2.14) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.000 м: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{4,35}{0,01}\right)} = 0,165,$$

где коэффициент турбулентности принят $k_i = 1,0$, согласно СН РК EN 1991-1-4.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $I_v(z) = 0,141$;

для отм. 19.200 м – $I_v(z) = 0,132$;

для отм. 26.400 м – $I_v(z) = 0,127$;

для отм. 30.000 м – $I_v(z) = 0,125$;

для отм. 9.200 м – $I_v(z) = 0,147$;

для отм. 18.800 м – $I_v(z) = 0,133$.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ определяется по Формуле (2.15) пособия:

для отметки 4.350 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,165) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30,1^2 = 1220,0 \text{ Н/м}^2,$$

где $\rho = 1,25$ кг/м³ – плотность воздуха.

Аналогично вычислено: для отм. 12.000 м – $q_p(z) = 1534,4$ Н/м²;

для отм. 19.200 м – $q_p(z) = 1691,0$ Н/м²;

для отм. 26.400 м – $q_p(z) = 1799,7$ Н/м²;

для отм. 30.000 м – $q_p(z) = 1845,4$ Н/м²;

для отм. 9.200 м – $q_p(z) = 1448,8$ Н/м²;

для отм. 18.800 м – $q_p(z) = 1683,0$ Н/м².

Для определения ветровой нагрузки F_w на мачту необходимо вычислить коэффициент ветровой нагрузки (усилия) c_w , который определяется для решетчатых конструкций мачты в соответствии с 2.3.1.4.3 настоящего пособия.

Сначала определяется коэффициент ветровой нагрузки для конструктивных элементов мачты $c_{f,s}$, в соответствии с 2.3.1.4.4 пособия. Метод его определения приведен ниже для секции марки С1 (отм. 0.300 - 8.400 м).

Принятые сечения элементов секции С1, их длина (в свету) и количество на наветренную грань мачты:

– опорные стойки (пояса): уголок L70×7; длина $\ell = 8,1$ м; количество $n = 2$ шт;

– основная связь жесткости (раскос): уголок L60×6; длина $\ell = 1,0$ м; количество $n = 9$ шт;

– основная связь жесткости (распорка): уголок L45×5; длина $\ell = 0,66$ м; количество $n = 3$ шт;

– вспомогательная связь жесткости (диафрагма): уголок L45×5; длина $\ell = 0,2$ м; количество $n = 2$ шт;

– фасонки: 60×200×6 мм; площадь $A = 0,012$ м²; количество $n = 9$ шт.

Поскольку все элементы секции мачты из уголков, то определяется только площадь элементов плоского сечения A_f .

$$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,07 \cdot 8,1 \cdot 2 + 0,06 \cdot 1,0 \cdot 9 + 0,045 \cdot 0,66 \cdot 3 + 0,045 \cdot 0,2 \cdot 2 = 1,781 \text{ м}^2,$$

где b – ширина элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани секции.

Площади элементов круглого сечения: $A_c = 0$; $A_{c,sup} = 0$;

Общая расчетная площадь: $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} = 1,781 \text{ м}^2$;

Площадь узловых фасонки: $A_g = A \cdot n = 0,012 \cdot 9 = 0,108 \text{ м}^2$;

Суммарная (базовая площадь) секции С1 равна:

$$\Sigma A = A_{\text{ref}} = A_S + A_g = 1,781 + 0,108 = 1,889 \text{ м}^2.$$

Аналогично вычислены базовые площади A_{ref} для других секций:

$$\text{для секции С2} - A_{\text{ref}} = 1,751 \text{ м}^2;$$

$$\text{для секции С3} - A_{\text{ref}} = 1,691 \text{ м}^2;$$

$$\text{для секции С4} - A_{\text{ref}} = 1,751 \text{ м}^2.$$

Определяются габариты секций, с учетом размеров поясов (по их наружным граням).

Поскольку размеры для мачты приняты по наружным граням уголков (см. схемы на Рисунках Б.1 и Б.2), то для секции С1 общая ширина равна $B = 0,8$ м, длина секции $L = 8,1$ м.

Определяется коэффициент сплошности φ по Формуле (2.55) пособия:

$$\varphi = \Sigma A / A = \Sigma A / B \cdot L = 1,889 / 0,8 \cdot 8,1 = 0,292.$$

Коэффициенты K_1 и K_2 для вычисления коэффициента угла воздействия ветра определяются по Формулам (2.62) и (2.63) пособия:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_S} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,\text{sup}})}{A_S} = \frac{0,55 \cdot 1,781}{1,781} = 0,55.$$

Т. к. $0,2 < \varphi < 0,5$, принимается $K_2 = \varphi = 0,292$.

Коэффициент угла воздействия ветра K_θ для конструкций квадратного сечения рассчитывается по Формуле (2.60) пособия:

Для угла воздействия ветра $\theta = 0^\circ$ (принимается для определения усилий в элементах связей жесткости мачты):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,292 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Для угла воздействия ветра $\theta = 45^\circ$ (принимается для определения усилий в опорных стойках – поясах мачты):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,55 \cdot 0,292 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,16.$$

Определить эти коэффициенты можно также по графику на Рисунке 2.25 данного пособия.

Определяются коэффициенты силы для секции С1 по Формулам (2.65) - (2.67) пособия. Поскольку в примере все сечения приняты из уголков (плоское сечение), то находится только:

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,292 + 0,292^2) = 2,564$$

где $C_1 = 2,25$ и $C_2 = 1,5$ для конструкции мачты квадратного сечения.

Коэффициент общей нормальной силы для секции вычисляется по Формуле (2.64) пособия:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,781} = 2,564.$$

Коэффициент ветровой нагрузки конструктивных элементов $c_{f,S}$ для секции С1 в направлении ветра перпендикулярно грани мачты (угол $\theta = 0^\circ$) определен, в соответствии с Формулой (2.59) данного пособия:

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1,0 \cdot 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,889} = 2,418.$$

$$\text{Для направления ветра под углом } \theta = 45^\circ: \quad c_{f,S} = 1,16 \cdot 2,564 \cdot \frac{1,781}{1,889} = 2,805.$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,S}$ для других секций мачты:

$$\text{для секции С2 (отм. 12.000 м)} - c_{f,S} = 2,382 \text{ (для } \theta = 0^\circ); \quad c_{f,S} = 2,780 \text{ (для } \theta = 45^\circ);$$

$$\text{для секции С3 (отм. 19.200 м)} - c_{f,S} = 2,412 \text{ (для } \theta = 0^\circ); \quad c_{f,S} = 2,802 \text{ (для } \theta = 45^\circ);$$

$$\text{для секции С4 (отм. 26.400 м)} - c_{f,S} = 2,382 \text{ (для } \theta = 0^\circ); \quad c_{f,S} = 2,780 \text{ (для } \theta = 45^\circ).$$

Коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для линейных вспомогательных элементов (лестниц и фидеров) определяются по 2.3.1.4.6 данного пособия.

Сечения элементов лестницы и фидеров (для секции С1 длиной 8,1 м):

- стойки: уголок L50×5; длина $\ell = 8,1$ м; количество 2 шт;
- ступени: $\bullet\varnothing 20$ мм; длина $\ell = 0,45$ м; количество 24 шт;
- фидер: $\bullet\varnothing 20$ мм; длина $\ell = 8,1$ м; количество 2 шт.

Коэффициент общей нормальной силы $c_{f,A,0}$ для лестницы и фидеров определяется по Таблице 2.13 пособия, как для отдельных изолированных элементов.

Для ступеней лестницы и фидеров круглого сечения определяется число Рейнольдса (Re), вычисляемое по Формуле (2.47) данного пособия. Число Рейнольдса зависит от диаметра элемента и пикового значения скорости ветра на базовой высоте z_e , определяемого из пикового значения

скоростного напора q_p по следующей формуле: $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$, где $\rho = 1,25$ кг/м³ – плотность воздуха.

Число Рейнольдса для ступеней и фидеров из $\bullet\varnothing 20$ мм для секции С1 (скоростной напор $q_p = 1220,0$ Н/м²) равно:

$$Re = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1220,0 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,59 \cdot 10^5 < 2 \cdot 10^5,$$

где $v = 15 \cdot 10^{-6}$ м²/с – кинематическая вязкость воздуха.

По Таблице 2.13 данного пособия принимаются следующие коэффициенты силы $c_{f,A,0}$:

- для стоек лестницы из уголка L50×5 – $c_{f,A,0} = 2,0$;
- для ступеней лестницы и фидеров из $\bullet\varnothing 20$ мм – $c_{f,A,0} = 1,2$.

Наветренная площадь A_A линейных вспомогательных элементов определяется (для секции С1 длиной 8,1 м):

- для стоек лестницы из уголка L50×5 – $A_A = b \cdot L \cdot n = 0,05 \cdot 8,1 \cdot 2 = 0,81$ м²,
- для ступеней лестницы из $\bullet\varnothing 20$ мм – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 0,45 \cdot 24 = 0,216$ м²;
- для фидеров из $\bullet\varnothing 20$ мм – $A_A = d \cdot L \cdot n = 0,02 \cdot 8,1 \cdot 2 = 0,324$ м².

Поскольку общая расчетная площадь вспомогательных элементов $\Sigma A_A = 1,35$ м², прилегающих к грани секции С1 мачты, меньше расчетной площади конструктивных элементов грани этой секции мачты A_{ref} , в соответствии с 2.3.1.4.6 принимается коэффициент учета затенения $K_A = 0,8$ (по Таблице 2.14 пособия). Угол наклона ветра к продольной оси вспомогательных элементов $\psi = 90^\circ$.

Суммарная (базовая площадь) секции С1 определена выше: $\Sigma A = A_{ref} = 1,889$ м².

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для линейных вспомогательных элементов секции С1 (лестницы и фидеров) определяется по Формуле (2.68) пособия:

$$c_{f,A} = K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{\Sigma(c_{f,A,0} \cdot A_A)}{\Sigma A} = 0,8 \cdot \sin^2 90^\circ \cdot \frac{(2,0 \cdot 0,81 + 1,2 \cdot 0,216 + 1,2 \cdot 0,324)}{1,889} = 0,961.$$

Аналогично вычислены коэффициенты ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для вспомогательных элементов (лестницы и фидеров) для других секций мачты:

- для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_{f,A} = 0,924$;
- для секции С3 (отм. 19.200 м) – $c_{f,A} = 0,957$;
- для секции С4 (отм. 26.400 м) – $c_{f,A} = 0,924$.

Коэффициент общей ветровой нагрузки Σc_f в направлении ветра для секции мачты С1 равен (согласно Формулы (2.58) пособия):

Для направления ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$c_w = \Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A} = 2,418 + 0,961 = 3,379 ;$$

Для направления ветра под углом $\theta = 45^\circ$:

$$c_w = \Sigma c_f = c_{f,S} + c_{f,A} = 2,805 + 0,961 = 3,766 .$$

Аналогично вычислены коэффициенты общей ветровой нагрузки c_w (Σc_f) для других секций мачты:

для секции С2 (отм. 12.000 м) – $c_w = 3,306$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_w = 3,705$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 19.200 м) – $c_w = 3,369$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_w = 3,759$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 26.400 м) – $c_w = 3,306$ (для $\theta = 0^\circ$); $c_w = 3,705$ (для $\theta = 45^\circ$).

Коэффициент ветровой нагрузки c_w (c_f) для площадки на отметке 30.000 м определяется как для секции мачты.

Сечения элементов площадки, их длина и количество на наветренную грань:

– балки: швеллер [12; длина $\ell_1 = 2,0$ м, количество $n = 1$ шт;

– стойки для антенн: труба $\varnothing 101,6 \times 3,6$; длина $\ell = 1,2$ м; количество $n = 2$ шт;

– подкосы: уголок $L 70 \times 7$; длина $\ell = 1,55$ м; количество $n = 2$ шт;

– ограждение: уголок $L 50 \times 5$; длина $\ell = 2,0$ м и $\ell = 1,2$ м; количество $n = 1$ шт (каждой длины);

– ограждение: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell_1 = 2,0$ м; количество $n = 2$ шт;

– фасонки: $150 \times 300 \times 6$ мм; площадь $A = 0,045$ м²; количество $n = 3$ шт.

Определяется площадь элементов плоского сечения A_f .

$$A_f = b \cdot L \cdot n = 0,12 \cdot 2,0 \cdot 1 + 0,07 \cdot 1,55 \cdot 2 + 0,05 \cdot (2,0 + 1,2) \cdot 1 = 0,617 \text{ м}^2,$$

где b – ширина элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани секции.

Для элементов круглого сечения при вычислении площадей A_c и $A_{c,\text{sup}}$ необходимо знать режим элемента (докритический или сверхкритический), который определяется по числу Рейнольдса (Re), вычисляемому по Формуле (2.47) данного пособия.

Для стойки для антенн из $\varnothing 101,6 \times 3,6$ и скоростном напоре $q_p = 1845,4$ Н/м²

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,1016 \cdot \sqrt{2 \cdot 1845,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 3,68 \cdot 10^5 .$$

Для ограждения из $\bullet \varnothing 20$ и скоростном напоре $q_p = 1845,4$ Н/м²

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,02 \cdot \sqrt{2 \cdot 1845,4 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,72 \cdot 10^5 .$$

Для элементов круглого сечения с $Re < 4 \times 10^5$, относящихся к элементам в докритическом режиме, площади определяются:

$$A_c = d \cdot L \cdot n = 0,1016 \cdot 1,2 \cdot 2 + 0,02 \cdot 2,0 \cdot 2 = 0,324 \text{ м}^2,$$

где d – диаметр элемента; L – длина элемента; n – количество элементов на грани секции.

Площадь элементов круглого сечения в сверхкритическом режиме: $A_{c,\text{sup}} = 0$;

Общая расчетная площадь: $A_s = A_f + A_c + A_{c,\text{sup}} = 0,617 + 0,324 = 0,941$ м²;

Площадь узловых фасонки: $A_g = A \cdot n = 0,045 \cdot 3 = 0,135$ м²;

Суммарная (базовая площадь) площадки с ограждением на отметке 30.000 м равна:

$$\Sigma A = A_{\text{ref}} = A_s + A_g = 0,941 + 0,135 = 1,076 \text{ м}^2.$$

Определяются габариты площадки: общая ширина равна $B = 2,1016$ м, высота $L = 1,2$ м.

Определяется коэффициент сплошности ϕ по Формуле (2.55) пособия:

$$\phi = \Sigma A / A = \Sigma A / (B \cdot L) = 1,076 / (2,1016 \cdot 1,2) = 0,427.$$

Коэффициенты K_1 и K_2 для вычисления коэффициента угла воздействия ветра определяются по Формулам (2.62) и (2.63) пособия:

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_S} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,\text{sup}})}{A_S} = \frac{0,55 \cdot 0,617}{0,941} + \frac{0,8 \cdot 0,324}{0,941} = 0,636.$$

Т. к. $0,2 < \varphi < 0,5$, принимается $K_2 = \varphi = 0,427$.

Коэффициент угла воздействия ветра K_θ для конструкций квадратного сечения рассчитывается по Формуле (2.60) пособия:

Для угла воздействия ветра $\theta = 0^\circ$ (принимается для определения усилий в элементах связей жесткости мачты):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,636 \cdot 0,427 \cdot \sin^2 (2 \cdot 0) = 1,0.$$

Для угла воздействия ветра $\theta = 45^\circ$ (принимается для определения усилий в опорных стойках – поясах мачты):

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta = 1,0 + 0,636 \cdot 0,427 \cdot \sin^2 (2 \cdot 45) = 1,272.$$

Определяются коэффициенты силы по Формулам (2.65)÷(2.67) пособия.

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2) = 1,76 \cdot 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,427 + 0,427^2) = 2,145;$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2 = 2,25 \cdot (1 - 1,5 \cdot 0,427) + (2,25 + 0,875) \cdot 0,427^2 = 1,378$$

где $C_1 = 2,25$ и $C_2 = 1,5$ для конструкции мачты квадратного сечения.

Коэффициент общей нормальной силы вычисляется по Формуле (2.64) пособия:

$$c_{f,S,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,\text{sup}} \cdot \frac{A_{c,\text{sup}}}{A_S} = 2,145 \cdot \frac{0,617}{0,941} + 1,378 \cdot \frac{0,324}{0,941} = 1,881.$$

Коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,S}$ для площадки на отметке 30.000 м в направлении ветра перпендикулярно грани мачты (угол $\theta = 0^\circ$) определен по Формуле (2.59) пособия:

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\Sigma A} = 1,0 \cdot 1,881 \cdot \frac{0,941}{1,076} = 1,645;$$

$$\text{Для направления ветра под углом } \theta = 45^\circ: c_{f,S} = 1,272 \cdot 1,881 \cdot \frac{0,941}{1,076} = 2,092.$$

Для отдельных вспомогательных элементов (антенного оборудования) расчетная ветровая площадь $c_f \cdot A$ принимается по заданию, выдаваемому заказчиком.

Для данной мачты приняты следующие ветровые площади $c_f \cdot A$ для антенн:

– для антенны РРС Ø1,8 м – $c_f \cdot A = 4,3 \text{ м}^2$ (для одной антенны);

Ветровая площадь для всех антенн на отметке 30.000м равна: – $\Sigma c_f \cdot A = 8,6 \text{ м}^2$.

До определения ветровой нагрузки на мачту выполняются проверки применимости эквивалентного статического метода, в соответствии с которым будет определяться ветровая нагрузка. Проверки выполняются по указаниям 2.3.1.6.2 пособия:

а) Условие выполняется: длина консоли $L_{\text{конс}} = 1,8 \text{ м}$ меньше половины верхнего пролета между оттяжками, равного $L = 0,5 \cdot 14,4 = 7,2 \text{ м}$.

б) Условие выполняется: параметр β_S , определяемый по Формуле (2.82) пособия, меньше 1,0

$$\beta_S = \frac{4 \cdot \left(\frac{E_m \cdot I_m}{L_S^2} \right)}{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N K_{Gi} \cdot H_{Gi}} = \frac{4 \cdot \left(\frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4,64 \cdot 10^8}{(14,1 \cdot 10^3)^2} \right)}{\frac{1}{2} \cdot (500,7 \cdot 13,8 + 276,2 \cdot 28,2)} = 0,267 < 1,0$$

где $E_m = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$ – модуль упругости мачты;

$I_m = 4,64 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$ – средний момент инерции мачты (из уголков L70×7);

$L_S = 14,1 \text{ м}$ – среднее расстояние между ярусами крепления оттяжек;

N – количество ярусов оттяжек;

H_{Gi} – высота i -го яруса крепления оттяжек.

для 1 яруса оттяжек, по Формуле (2.83) пособия:

$$K_{Gi} = 0,5 \cdot N_i \cdot A_{Gi} \cdot E_{Gi} \cdot \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi} = 0,5 \cdot 4 \cdot 86,16 \cdot 10^5 \cdot \cos^2 37,23 / 21,82 \cdot 10^3 = 500,7 \text{ Н/мм},$$

где $A_{Gi} = 86,16 \text{ мм}^2$ – площадь сечения оттяжки в 1 ярусе крепления;

$L_{Gi} = 21,82 \text{ м}$ – длина оттяжки в 1 ярусе крепления;

$N_i = 4$ – количество оттяжек, закрепленных в 1 ярусе крепления;

$\alpha_{Gi} = 37,23^\circ$ – наклон оттяжки к горизонтали в 1 ярусе крепления;

$E_{Gi} = 10^5 \text{ Н/мм}^2$ – модуль упругости оттяжки в 1 ярусе крепления.

для 2 яруса оттяжек по Формуле (2.83) пособия:

$$A_{Gi} = 158,7 \text{ мм}^2; \quad L_{Gi} = 32,614 \text{ м}; \quad N_i = 4; \quad \alpha_{Gi} = 57,81^\circ; \quad E_{Gi} = 10^5 \text{ Н/мм}^2$$

$$K_{Gi} = 0,5 \cdot 4 \cdot 158,7 \cdot 10^5 \cdot \cos^2 57,81 / 32,614 \cdot 10^3 = 276,2 \text{ Н/мм}.$$

в) Условие выполняется: параметр Q , определяемый по Формуле (2.84) пособия, меньше 1,0

$$Q = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{H \cdot V_H}{D_0}} \cdot \sqrt{\frac{m_0}{H \cdot R}} = \frac{1}{30} \cdot \sqrt[3]{\frac{30 \cdot 39,7}{0,8}} \cdot \sqrt{\frac{130,0}{30 \cdot (1,889 \cdot 3,379 + 2 \cdot 1,751 \cdot 3,306 + 1,691 \cdot 3,369) / 4}} =$$

$$= 0,326 < 1,0$$

где $H = 30,0 \text{ м}$ – высота мачты, включая консоль;

$V_H = 39,7 \text{ м/с}$ – средняя скорость на вершине мачты;

$D_0 = 0,8 \text{ м}$ – средняя ширина грани мачты;

$m_0 = 130,0 \text{ кг/м}$ – средняя масса на единицу длины ствола мачты, включая вспомогательные элементы;

R – средняя величина произведения коэффициента c_f на площадь ΣA .

Условия 2.3.1.6.2 пособия выполняются, следовательно, эквивалентный статический метод для расчета мачты можно применять.

Ветровые нагрузки F_w на мачту для каждой секции и на оттяжки определяются по 2.3.1.6.4 - 2.3.1.6.6 настоящего пособия.

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции мачты С1 при направлении ветра на мачту под углом $\theta = 0^\circ$ определяется, в соответствии с 2.3.1.6.4, по Формуле (2.85) данного пособия:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_w \cdot A_{ref} = \frac{1220,0}{1 + 7 \cdot 0,165} \cdot 3,379 \cdot 1,889 = 3615,0 \text{ Н}$$

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{m,w}(z)$ для секции мачты С1 при направлении ветра на мачту под углом $\theta = 45^\circ$ равна:

$$F_{m,w}(z) = \frac{1220,0}{1 + 7 \cdot 0,165} \cdot 3,766 \cdot 1,889 = 4030,0 \text{ Н}$$

Частный коэффициент для ветрового воздействия равен $\gamma_Q = 1,4$ для 2 класса надежности конструкции, согласно Таблице 2.2 данного пособия. Поэтому, учитывая ветер как доминирующее переменное воздействие, согласно Приложению А1 СН РК EN 1990, расчетную нагрузку от ветра для комбинации воздействий получаем умножением полученного характеристического значения на этот коэффициент.

Согласно 2.3.8 данного пособия нагрузка учитывается по длине элемента, поэтому, с учетом частного коэффициента для ветрового воздействия $\gamma_Q = 1,4$, распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для секции мачты С1 будет равна:

$$\text{для ветра под углом } \theta = 0^\circ: \quad q_{m,w} = F_{m,w}(z) \cdot \gamma_Q / L = 3615,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 625,0 \text{ Н/м};$$

для ветра под углом $\theta = 45^\circ$: $q_{m,w} = F_{m,w}(z) \cdot \gamma_Q / L = 4030,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 697,0 \text{ Н/м}$,
где L – длина секции.

Аналогично вычислены расчетные средние ветровые нагрузки (узловые и распределенные) для других секций мачты:

для секции С2 (отм. 12.000 м)

– $F_{m,w}(z) = 6260,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 7015,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 870,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{m,w} = 974,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С3 (отм. 19.200 м)

– $F_{m,w}(z) = 7005,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 7815,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 973,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{m,w} = 1085,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отм. 26.400 м)

– $F_{m,w}(z) = 7725,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 8655,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

– $q_{m,w} = 1073,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 0^\circ$); $q_{m,w} = 1202,0 \text{ Н/м}$ (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 30.000 м:

– $F_{m,w}(z) = 2770,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 0^\circ$); $F_{m,w}(z) = 3450,0 \text{ Н}$ (для $\theta = 45^\circ$);

антенны на отм. 30.000 м: – $F_{m,w}(z) = 11950,0 \text{ Н}$;

опорный узел: – $F_{m,w}(z) = 205,0 \text{ Н}$;

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 1 яруса мачты, перпендикулярная оттяжкам в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), определяется, в соответствии с 2.3.1.6.4, по Формуле (2.86) данного пособия:

$$F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \Sigma c_{f,G} \cdot A = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 0,476 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 104,0 \text{ Н},$$

где $c_{f,G}$ – коэффициент ветровой нагрузки для оттяжек.

Коэффициент $c_{f,G}$ определяется для оттяжек, расположенных в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра, по Формуле (2.70) пособия:

Для оттяжек 1 яруса: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi = 1,3 \cdot \sin^2 37,23^\circ = 0,476$,

где ψ – угол наклона ветра к оси оттяжки;

$c_{f,G,0} = 1,3$ принят по Таблице 2.13 данного пособия для канатов из прядей диаметром 14,0 мм, при скоростном напоре ветра $q_p = 1448,8 \text{ Н/м}^2$ и числе Рейнольдса:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,014 \cdot \sqrt{2 \cdot 1448,8 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,45 \cdot 10^5 < 4 \cdot 10^5.$$

С учетом частного коэффициента для ветрового воздействия $\gamma_Q = 1,4$, распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = F_{GW}(z) \cdot \gamma_Q / L_o = 104,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 6,67 \text{ Н/м},$$

где L_o – длина оттяжки.

Для оттяжек 1 яруса, расположенных в плоскости, перпендикулярной направлению ветра ($\varphi = 90^\circ$), коэффициент $c_{f,G}$ определяется по формуле: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3$,

где β – угол в пространстве к направлению ветра, равный: $\sin^2 \beta = 1 - \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \varphi$,

α – угол между стволом мачты и осью элемента;

φ – угол воздействия ветра в плане.

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 1 яруса мачты (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, перпендикулярной направлению ветра равна:

$$F_{GW}(z) = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 1,3 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 284,0 \text{ Н}.$$

Распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = 284,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 18,23 \text{ Н/м}.$$

Для оттяжек 2 яруса, расположенных в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра коэффициент: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi = 1,3 \cdot \sin^2 57,81^\circ = 0,931$,

где $c_{f,G,0} = 1,3$ принят по Таблице 2.13 данного пособия для канатов из прядей диаметром 19,0 мм, при скоростном напоре ветра $q_p = 1683,0 \text{ Н/м}^2$ и числе Рейнольдса:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{b \cdot \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}}{v} = \frac{0,019 \cdot \sqrt{2 \cdot 1683,0 / 1,25}}{15 \cdot 10^{-6}} = 0,66 \cdot 10^5 < 4 \cdot 10^5,$$

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 2 яруса (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра, равна:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 0,931 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 503,0 \text{ Н}.$$

Распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = 503,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 21,62 \text{ Н/м}.$$

Для оттяжек 2 яруса, расположенных в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, коэффициент $c_{f,G} = 1,3$.

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 2 яруса (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, равна:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 1,3 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 702,0 \text{ Н}.$$

Распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = 702,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 30,20 \text{ Н/м}.$$

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 1 яруса мачты, при направлении ветра под углом $\theta = 0^\circ$ к мачте, равна:

$$F_{GW}(z) = \frac{1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot 0,888 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 194,0 \text{ Н},$$

где коэффициент $c_{f,G}$ равен: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3 \cdot (1 - \sin^2 52,77^\circ \cdot \cos^2 45^\circ) = 0,888$.

Распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = 194,0 \cdot 1,4 / 21,82 = 12,45 \text{ Н/м}.$$

Средняя ветровая нагрузка (характеристическое значение) $F_{GW}(z)$ на оттяжки 2 яруса мачты, при направлении ветра под углом $\theta = 0^\circ$ к мачте, равна:

$$F_{GW}(z) = \frac{1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot 1,116 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 604,0 \text{ Н},$$

где коэффициент $c_{f,G}$ равен: $c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \beta = 1,3 \cdot (1 - \sin^2 32,19^\circ \cdot \cos^2 45^\circ) = 1,116$

Распределенная расчетная средняя ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{Gw} = 604,0 \cdot 1,4 / 32,614 = 25,90 \text{ Н/м}.$$

В дополнение к средней ветровой нагрузке, к стволу мачты и оттяжкам прилагаются зональные (патч) нагрузки, согласно 2.3.1.6.5 пособия. Зональные нагрузки прикладываются к мачте совместно со средней ветровой нагрузкой.

Поскольку в данном примере принята мачта высотой менее 50,0 м, то для нее рассматривается случай с зональной нагрузкой, действующей на всю мачту, согласно 2.3.1.6.5 пособия. Согласно Примечанию 3 к этому подпункту, поскольку в мачте есть консоль, то рассматриваются еще два случая нагружения.

Мачта в данном примере будет рассчитана на следующие зональные нагружения:

- а) средняя плюс зональная нагрузка на всю мачту;
- б) средняя плюс зональная нагрузка на консоль и средняя нагрузка на мачту;
- в) средняя нагрузка на консоль и средняя плюс зональная нагрузка на мачту.

Согласно Примечанию 3, зональные нагрузки на ствол мачты могут определяться, принимая значение z , равным высоте верха зоны при вычислении $q_p(z)$ и $I_v(z)$.

Определяются $q_p(z)$ и $I_v(z)$ по Формулам (2.15) и (2.14) данного пособия:

Для отметки 13.800 м: $q_p(z) = 1580,0 \text{ Н/м}^2$ и $I_v(z) = 0,138$.

Для отметки 28.200 м: $q_p(z) = 1823,4 \text{ Н/м}^2$ и $I_v(z) = 0,126$.

Зональная нагрузка для ствола мачты определяется по Формуле (2.87) настоящего пособия.

Для секции мачты С1 (отметки 0.300 - 8.400 м) и ветра под углом $\theta = 0^\circ$:

$$F_{pw}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \cdot \Sigma c_w(z) \cdot A_{ref} = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1580,0}{1 + 7 \cdot 0,138} \cdot \frac{0,138}{1} \cdot 3,379 \cdot 1,889 = 4956,0 \text{ Н},$$

где $\Sigma c_w(z)$ и A_{ref} определены выше для средней ветровой нагрузки.

С учетом частного коэффициента для ветрового воздействия $\gamma_Q = 1,4$, распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для секции мачты С1 (отметки 0.300 - 8.400 м) будет равна:

$$q_{pw} = F_{pw}(z) \cdot \gamma_Q / L = 4956,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 857,0 \text{ Н/м}$$

Распределенная расчетная нагрузка для ветра под углом $\theta = 0^\circ$, прикладываемая на ствол мачты на отметках 0.300 - 8.400 м, равная сумме средней и зональной нагрузок, будет равна:

$$\Sigma q = q_{m,w} + q_{pw} = 625,0 + 857,0 = 1482,0 \text{ Н/м}$$

Зональная нагрузка для ствола мачты для секции С1 (отметки 0.300 - 8.400 м) и ветра под углом $\theta = 45^\circ$ по Формуле (2.87) пособия:

$$F_{pw}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1580,0}{1 + 7 \cdot 0,138} \cdot \frac{0,138}{1} \cdot 3,766 \cdot 1,889 = 5523,0 \text{ Н}$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для секции мачты С1 (отметки 0.300 - 8.400 м) будет равна:

$$q_{pw} = F_{pw}(z) \cdot \gamma_Q / L = 5523,0 \cdot 1,4 / 8,1 = 955,0 \text{ Н/м}$$

Распределенная расчетная нагрузка для ветра под углом $\theta = 45^\circ$, прикладываемая на ствол мачты на отметках 0.300 - 8.400 м, равная сумме средней и зональной нагрузок, будет равна:

$$\Sigma q = q_{m,w} + q_{pw} = 697,0 + 955,0 = 1652,0 \text{ Н/м}$$

Аналогично вычислены расчетная зональная ветровая нагрузка F_{pw} для других секций и зон мачты, а также расчетная распределенная суммарная Σq (средняя плюс зональная) нагрузка для этих же зон, прикладываемая к элементам пространственной расчетной схемы:

для секции С2 (отметки 8.400 - 13.800 м):

$$- F_{pw}(z) = 4770,0 \text{ Н (для } \theta = 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 5345,0 \text{ Н (для } \theta = 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 1752,0 \text{ Н/м (для } \theta = 0^\circ); \quad \Sigma q = 1963,0 \text{ Н/м (для } \theta = 45^\circ);$$

для секции С2 (отметки 13.800 - 15.600 м):

$$- F_{pw}(z) = 1685,0 \text{ Н (для } \theta = 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 1890,0 \text{ Н (для } \theta = 45^\circ);$$

$$- \Sigma q = 1804,0 \text{ Н/м (для } \theta = 0^\circ); \quad \Sigma q = 2022,0 \text{ Н/м (для } \theta = 45^\circ);$$

для секции С3 (отметки 15.600 - 22.800 м):

$$- F_{pw}(z) = 6815,0 \text{ Н (для } \theta = 0^\circ); \quad F_{pw}(z) = 7600,0 \text{ Н (для } \theta = 45^\circ);$$

– $\Sigma q = 1920,0$ Н/м (для $\theta = 0^\circ$); $\Sigma q = 2140,0$ Н/м (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отметки 22.800 - 28.200 м):

– $F_{pw}(z) = 5240,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $F_{pw}(z) = 5875,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

– $\Sigma q = 2043,0$ Н/м (для $\theta = 0^\circ$); $\Sigma q = 2290,0$ Н/м (для $\theta = 45^\circ$);

для секции С4 (отметки 28.200 - 30.000 м):

– $F_{pw}(z) = 1696,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $F_{pw}(z) = 1900,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

– $\Sigma q = 2015,0$ Н/м (для $\theta = 0^\circ$); $\Sigma q = 2260,0$ Н/м (для $\theta = 45^\circ$);

площадка на отм. 30.000 м:

– $F_{pw}(z) = 2420,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $F_{pw}(z) = 3020,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

– $\Sigma F_w(z) = 5190,0$ Н (для $\theta = 0^\circ$); $\Sigma F_w(z) = 6470,0$ Н (для $\theta = 45^\circ$);

антенны на отм. 30.000 м: $F_{pw}(z) = 10400,0$ Н; $\Sigma F_w(z) = 22350,0$ Н

опорный узел: $F_{pw}(z) = 315,0$ Н; $\Sigma F_w(z) = 520,0$ Н

Зональные ветровые нагрузки на оттяжки мачты прилагаются в тех же границах, что и зональные нагружения ствола мачты, согласно 2.3.1.6.6.

Зональная нагрузка на оттяжки определяется по Формуле (2.88) настоящего пособия.

Зональная ветровая нагрузка (расчетное значение) $F_{pG}(z)$ на оттяжки 1 яруса мачты (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot k_s \cdot \frac{\gamma_Q \cdot q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \cdot \Sigma c_{f,G}(z) \cdot A =$$

$$= 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 0,476 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 150,0 \text{ Н},$$

где $c_{f,G}$ – коэффициент ветровой нагрузки для оттяжек, определенный выше для средней ветровой нагрузки;

$\gamma_Q = 1,4$ – частный коэффициент для ветрового воздействия.

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{pG} = F_{pG}(z) / L_o = 150,0 / 21,82 = 6,85 \text{ Н/м},$$

где L_o – длина оттяжки.

Распределенная расчетная суммарная (средняя плюс зональная) ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 45^\circ$, для оттяжек 1 яруса (в плоскости оттяжки и ветра) будет равна:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 6,67 + 6,85 = 13,52 \text{ Н/м}.$$

Зональная ветровая нагрузка $F_{pG}(z)$ на оттяжки 1 яруса мачты (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 1,3 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 408,0 \text{ Н}$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{pG} = 408,0 / 21,82 = 18,7 \text{ Н/м};$$

Распределенная расчетная суммарная (средняя плюс зональная) ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 45^\circ$, для оттяжек 1 яруса (в плоскости перпендикулярной ветру) будет равна:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 18,23 + 18,7 = 36,93 \text{ Н/м}.$$

Зональная ветровая нагрузка $F_{pG}(z)$ на оттяжки 2 яруса (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, проходящей через оттяжку и направление ветра, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 0,931 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 655,0 \text{ Н}$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{pG} = 655,0 / 32,614 = 20,07 \text{ Н/м};$$

Распределенная расчетная суммарная ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 45^\circ$, для оттяжек 2 яруса (в плоскости оттяжки и ветра) будет равна:

$$\Sigma q_G = 21,62 + 20,07 = 41,69 \text{ Н/м}.$$

Зональная ветровая нагрузка $F_{pG}(z)$ на оттяжки 2 яруса (направление ветра под углом $\theta = 45^\circ$ к мачте), расположенные в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 1,3 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 914,0 \text{ Н}$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{pG} = 914,0 / 32,614 = 28,02 \text{ Н/м};$$

Распределенная расчетная суммарная ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 45^\circ$, для оттяжек 2 яруса (в плоскости перпендикулярной ветру) будет равна:

$$\Sigma q_G = 30,20 + 28,02 = 58,22 \text{ Н/м}.$$

Зональная ветровая нагрузка $F_{pG}(z)$ (расчетное значение) на оттяжки 1 яруса мачты, при направлении ветра под углом $\theta = 0^\circ$ к мачте, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1448,8}{1 + 7 \cdot 0,147} \cdot \frac{0,147}{1} \cdot 0,888 \cdot 0,014 \cdot 21,82 = 279,0 \text{ Н},$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$q_{pG} = 279,0 / 21,82 = 12,78 \text{ Н/м};$$

Распределенная расчетная суммарная (средняя плюс зональная) ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 0^\circ$, для оттяжек 1 яруса будет равна:

$$\Sigma q_G = q_{m,G} + q_{pG} = 12,45 + 12,78 = 25,23 \text{ Н/м}.$$

Зональная ветровая нагрузка $F_{pG}(z)$ на оттяжки 2 яруса мачты, при направлении ветра под углом $\theta = 0^\circ$ к мачте, равна:

$$F_{pG}(z) = 2 \cdot 3,5 \cdot \frac{1,4 \cdot 1683,0}{1 + 7 \cdot 0,133} \cdot \frac{0,133}{1} \cdot 1,116 \cdot 0,019 \cdot 32,614 = 785,0 \text{ Н},$$

Распределенная расчетная зональная ветровая нагрузка для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$q_{pG} = 785,0 / 32,614 = 24,07 \text{ Н/м};$$

Распределенная расчетная суммарная (средняя плюс зональная) ветровая нагрузка для ветра под углом $\theta = 0^\circ$, для оттяжек 2 яруса будет равна:

$$\Sigma q_G = 25,90 + 24,07 = 49,97 \text{ Н/м}.$$

Вычисленные расчетные ветровые нагрузки на ствол мачты и оттяжки (средние и зональные) задаются в расчет по пространственной схеме.

Б.1.3 Расчет конструкций

Пространственный расчет выполняется с использованием проектно-вычислительных комплексов, рассчитывающих мачты (например, SCAD Office, SUDM и др.) для следующих нагружений данной мачты:

- постоянная нагрузка;
- средняя ветровая нагрузка;
- средняя ветровая нагрузка плюс зональная ветровая нагрузка на всю мачту;
- средняя плюс зональная ветровые нагрузки на консоль и средняя ветровая нагрузка на мачту;
- средняя ветровая нагрузка на консоль и средняя плюс зональная ветровые нагрузки на мачту.

Для определения общего усилия от зональных ветровых нагрузок S_p необходимо сначала вычислить усилия S_{PLi} в каждом элементе ствола мачты и в оттяжках от каждого зонального нагруже-

ния (в, г, д), которые определяются путем вычисления разности между полученными усилиями от зональной нагрузки в сочетании со средней нагрузкой и усилиями только от средней ветровой нагрузки.

Общее усилие от зональных (переменных) нагрузок S_P определяется через корень квадратный из суммы квадратов усилий S_{PLi} от каждого зонального нагружения по Формуле (2.89) пособия:

$$S_P = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2}$$

Общее усилие от ветрового воздействия для каждого элемента ствола мачты и оттяжек S_{TM} определяется по Формуле (2.90) настоящего пособия как сумма усилий от среднего ветра S_M и усилий от переменных ветровых нагрузок S_P :

$$S_{TM} = S_M + S_P$$

Схема с максимальными усилиями в элементах в тс (от ветровых нагрузок, вычисленных по вышеприведенным формулам, и от постоянных нагрузок с предварительным натяжением), полученными в расчете данной мачты, приведена на Рисунке Б.3.

Б.1.4 Классификация сечений

Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

Предельные отношения для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 6.1 данного пособия.

Для расчетов необходимо определить класс сечения элементов мачты. Сталь для элементов ствола мачты принята S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$.

а) Для опорной стойки (пояса) мачты из равнополочного уголка L70×7 :

размеры уголка - $h = b = 70 \text{ мм}$, $t = 7 \text{ мм}$

Отношение ширины уголка к его толщине для сжатых частей: $h / t = 70 / 7 = 10$

Условие по Таблице 6.1 пособия для 3 класса сечения:

$$h / t < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86, \text{ где } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,924$$

Проверка условия: $h / t = 10 < 15 \cdot \varepsilon = 13,86$

Сечение уголка удовлетворяет условиям для класса 3.

б) Для основной связи жесткости (раскоса) мачты из равнополочного уголка L60×6:

$h = b = 60 \text{ мм}$, $t = 6 \text{ мм}$

Отношение: $h / t = 60 / 6 = 10 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

в) Для основной связи жесткости (распорки) мачты из уголка L45×5:

$h = b = 45 \text{ мм}$, $t = 5 \text{ мм}$

Отношение: $h / t = 45 / 5 = 9 < 15 \cdot \varepsilon = 15 \cdot 0,924 = 13,86$ – сечение уголка 3 класса.

Все сечения элементов мачты относятся к 3 классу.

Б.1.5 Определение несущей способности по устойчивости сжатых элементов ствола мачты

Сжатые элементы проверяют на устойчивость по Формуле (6.19) данного пособия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где N_{Ed} – расчетное значение сжимающей силы, принимаемое по схеме с максимальными усилиями (см. Рисунок Б.3).

$N_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

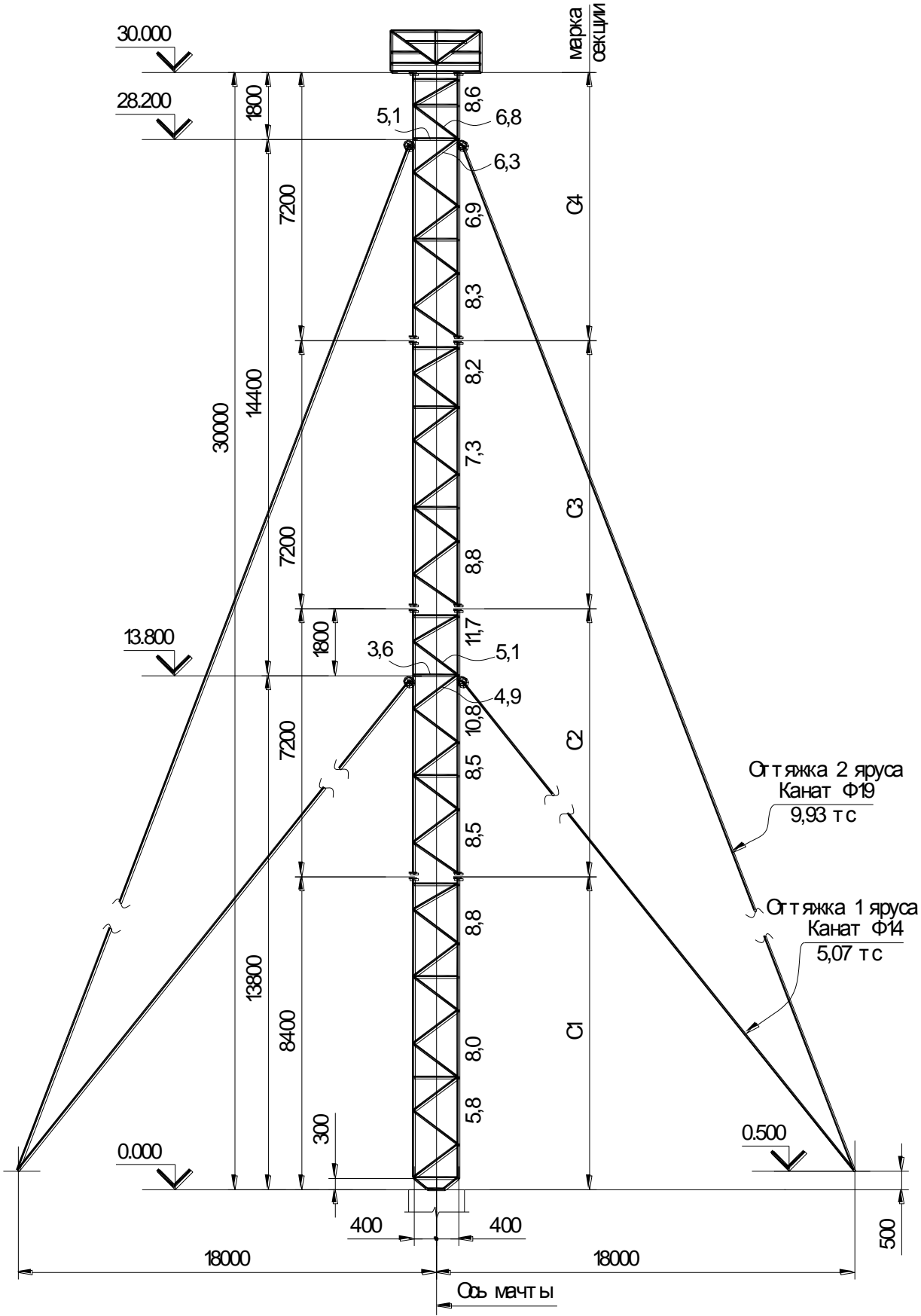


Рисунок Б.3 – Схема максимальных усилий в элементах мачты (в тс)

1) Определение несущей способности опорных стоек (поясов) ствола мачты.

Опорная стойка мачты из равнополочного уголка L70×7, принятого по сортаменту DIN 1028.

Максимальное расчетное значение сжимающей силы по Рисунку Б.3 – $N_{Ed} = 117000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 940$ мм², радиусы инерции $i_{vv} = 1,37$ см и $i_{yy} = 2,12$ см

Для расчета гибкости опорных стоек λ при принятой схеме со связями жесткости, расположенными ступенчато в двух перпендикулярных плоскостях, согласно 6.3.3.2.2 пособия, расчетная длина L принимается равной расстоянию между узлами: $L_1 = 180$ см, $L_2 = 90$ см.

$$\text{Гибкости равны: } \lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} = \frac{180}{2,12} = 84,9; \quad \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} = \frac{90}{1,37} = 65,7.$$

В расчет принимаем $\lambda = 84,9$.

Предельная гибкость $\lambda_{пред}$ указана в 6.3.3.2.1 настоящего пособия.

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. 6.3.2.3) равна:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется для сечений класса 3 по Формуле (6.23):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{84,9}{86,8} = 0,978.$$

По Таблице 6.9 пособия для несимметричных связей жесткости случай (г) определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 1,2 \cdot \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right) = 1,2 \cdot \left(0,8 + \frac{0,978}{10} \right) = 1,077,$$

но, согласно этой таблицы, $1,2 \geq k \geq 1,08$, поэтому принимается $k = 1,08$.

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ определяется по Формуле (6.25) пособия:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} = 1,08 \cdot 0,978 = 1,056.$$

Кривая потери устойчивости для уголков принимается по Таблице 6.4 данного пособия: «b».

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства, для кривой «b» принимается по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ для определения понижающего коэффициента χ определяется по 6.3.2.2 настоящего пособия, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,056 - 0,2) + 1,056^2 \right] = 1,203;$$

Понижающий коэффициент χ определяется по Формуле (6.22) данного пособия:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{eff}^2}} = \frac{1}{1,203 + \sqrt{1,203^2 - 1,056^2}} = 0,562$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента опорной стойки по устойчивости $N_{b,Rd}$ определяется для сечений 3 класса по Формуле (6.20) данного пособия:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,562 \cdot 940 \cdot 275}{1} = 145280,0 \text{ Н},$$

где частный коэффициент безопасности по устойчивости $\gamma_{M1} = 1,0$.

Проверка на устойчивость опорной стойки (пояса) мачты из уголка L70×7:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{117000,0}{145280,0} = 0,81 < 1,0$$

Устойчивость опорной стойки (пояса) обеспечена.

2) Определение несущей способности основных связей жесткости (раскосов) ствола мачты.

Раскос мачты из равнополочного уголка L60×6, принятого по сортаменту DIN 1028.

Максимальное расчетное значение сжимающей силы по Рисунку Б.3 – $N_{Ed} = 68000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 691$ мм², радиусы инерции $i_{vv} = 1,17$ см и $i_{yy} = 1,82$ см

Для треугольной решетки, принятой для мачты, согласно 6.3.3.3.1 и схемы I Рисунка 6.7 пособия, расчетная длина равна расстоянию между узлами и гибкость определяется по i_{vv} :

$$L_{di} = 120 \text{ см и } i_{vv} = 1,17 \text{ см, гибкость равна: } \lambda_v = \frac{L_{di}}{i_{vv}} = \frac{120}{1,17} = 102,6 < \lambda_{пред}.$$

Предельная гибкость $\lambda_{пред} = 180$ указана в 6.3.3.3.1 настоящего пособия.

$$\text{Гибкость } \lambda_1 \text{ для определения условной гибкости равна: } \lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,8.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda}_v = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{102,6}{86,8} = 1,182$$

По Таблице 6.10 (а) настоящего пособия, для жесткого закрепления на обоих концах сваркой, определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,182} = 0,996.$$

$$\text{Эффективная гибкость } \bar{\lambda}_{eff} \text{ равна: } \bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 0,996 \cdot 1,182 = 1,177.$$

Коэффициент α для кривой «b» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ для определения понижающего коэффициента χ определена, используя эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ вместо $\bar{\lambda}$: $\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,177 - 0,2) + 1,177^2] = 1,359$;

$$\text{Понижающий коэффициент } \chi \text{ равен: } \chi = \frac{1}{1,359 + \sqrt{1,359^2 - 1,177^2}} = 0,490;$$

Согласно 6.3.2.5, для элементов связей жесткости из одиночных уголков несущая способность уменьшается, применяя коэффициент $\eta = 0,8$ для случая прикрепления элементов непосредственно к поясам одной полкой сварными швами.

Расчетное значение несущей способности основной связи жесткости (раскоса) мачты по устойчивости $N_{b,Rd}$, учитывая коэффициент η , равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8 \cdot 0,490 \cdot 691 \cdot 275}{1} = 74490,0 \text{ Н,}$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (раскоса) мачты из уголка L60×6:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{68000,0}{74490,0} = 0,92 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости (раскоса) обеспечена.

3) Определение несущей способности основных связей жесткости (распорки) ствола мачты.

Распорка мачты из равнополочного уголка L45×5, принятого по сортаменту DIN 1028.

Максимальное расчетное значение сжимающей силы по Рисунку Б.3 – $N_{Ed} = 51000,0$ Н;

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения $A = 430$ мм², радиусы инерции $i_{vv} = 0,87$ см и $i_{yy} = 1,35$ см

Расчетная длина основной связи жесткости (распорки) мачты равна расстоянию между узлами: $L_h = 80$ см.

$$\text{Гибкость равна: } \lambda_v = \frac{L_h}{i_{vv}} = \frac{80}{0,87} = 92 < \lambda_{\text{пред}} = 180.$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости равна: $\lambda_1 = 86,8$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} \text{ равна: } \bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{92}{86,8} = 1,06$$

По Таблице 6.10 (а) настоящего пособия, для жесткого закрепления на обоих концах, определяется эффективный коэффициент гибкости:

$$k = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_v} = 0,7 + \frac{0,35}{1,06} = 1,03.$$

Эффективная гибкость $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ равна: $\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \cdot \bar{\lambda}_v = 1,03 \cdot 1,06 = 1,092$.

Коэффициент α для кривой «б» принят по Таблице 6.7 пособия: $\alpha = 0,34$.

Величина Φ равна: $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,092 - 0,2) + 1,092^2 \right] = 1,248$;

Понижающий коэффициент χ равен: $\chi = \frac{1}{1,248 + \sqrt{1,248^2 - 1,092^2}} = 0,54$;

Согласно 6.3.2.5, принят коэффициент $\eta = 0,9$ для случая прикрепления элементов непосредственно к поясам одной полкой сварными швами.

Расчетное значение несущей способности основной связи жесткости (распорки) мачты по устойчивости, учитывая коэффициент η , равно:

$$N_{b,Rd} = \frac{\eta \cdot \chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9 \cdot 0,54 \cdot 430 \cdot 275}{1} = 57470,0 \text{ Н},$$

Проверка на устойчивость основной связи жесткости (распорки) мачты из уголка L45×5:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{51000,0}{57470,0} = 0,89 < 1,0$$

Устойчивость основной связи жесткости (распорки) обеспечена.

Б.1.6 Определение несущей способности оттяжек мачты

При проверке критического предельного состояния предварительно напряженных элементов оттяжек (элементы группы В) должно выполняться условие 6.2.3.2, с использованием Формулы (6.4) данного пособия:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0,$$

где F_{Ed} – расчетное значение осевого усилия, действующего на канат, (см. Рисунок Б.3):

– для оттяжек 1 яруса $F_{Ed} = 5,07$ тс = 50,7 кН;

– для оттяжек 2 яруса $F_{Ed} = 9,93$ тс = 99,3 кН;

F_{Rd} – расчетное сопротивление растяжению.

Расчетное сопротивление F_{Rd} для оттяжек 1 яруса из каната диаметром 14,0 мм определяется по Формуле (6.5):

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R} = \frac{98,6}{1,5 \cdot 1,0} = 65,7 \text{ кН},$$

где γ_R – частный коэффициент безопасности, принимаемый по Таблице 6.3.

В примере $\gamma_R = 1,0$ для случая когда не применяются мероприятия для уменьшения изги-

бающих моментов от кручения;

F_{uk} – характеристическое значение разрывной прочности, определяемое для растянутых элементов оттяжек 1 яруса (группа В) по Формуле (6.6):

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 123,2 \cdot 0,8 = 98,6 \text{ кН};$$

где $k_e = 0,8$ – коэффициент потерь для U-образных болтов-хомутов, принимаемый по Таблице 6.4;

F_{min} – минимальное усилие разрыва, которое определяется в соответствии с СТ РК EN 12385-2 для значений K , d и R_r . Для оттяжек 1 яруса:

– коэффициент влияния на разрыв – $K = 0,355$;

– диаметр каната – $d = 14 \text{ мм}$;

– марка каната – $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$;

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 14^2 \cdot 1770}{1000} = 123,2 \text{ кН}$$

В соответствии с 6.1 данного пособия частный коэффициент безопасности для сопротивления оттяжек и их креплений равен $\gamma_{Mg} = 2,0$.

Расчетное сопротивление F_{Rd} для оттяжек 1 яруса равно:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 98,6 / 2,0 = 49,3 \text{ кН}$$

Для минимального значения $F_{Rd} = 49,3 \text{ кН} < F_{Ed} = 50,7 \text{ кН}$.

Условие по критическому предельному состоянию не выполняется, поэтому для оттяжек 1 яруса принимается канат диаметром 15,0 мм с маркой $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$.

Минимальное усилие разрыва F_{min} для каната диаметром 15,0 мм равно:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 15^2 \cdot 1770}{1000} = 141,4 \text{ кН}.$$

Характеристическое значение разрывной прочности F_{uk} равно:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 141,4 \cdot 0,8 = 113,1 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление F_{Rd} равно:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 113,1 / 2,0 = 56,6 \text{ кН}.$$

Проверка несущей способности оттяжек 1 яруса:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{50,7}{56,6} = 0,9 < 1,0,$$

Для предельного состояния по эксплуатационной пригодности каната, согласно 6.2.3.4, необходимо определить предельные напряжения σ_{uk} , зависящие от прочности на разрыв F_{uk} :

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m},$$

где A_m – площадь сечения металлических элементов каната (см. Б.1.2.1 данного примера).

Предельные напряжения для условий эксплуатации f_{SLs} , согласно Таблицы 6.6 (для расчета усталости без учета напряжений от изгиба – $\gamma_R = 1,0$), равны: $f_{SLs} = 0,45 \cdot \sigma_{uk}$.

Следовательно, $F_{Ed} = 50,7 \text{ кН} < 0,45 \cdot F_{uk} = 0,45 \cdot 113,1 = 50,9 \text{ кН}$

Условие по предельному состоянию по эксплуатационной пригодности выполняется, поэтому для оттяжек 1 яруса принимается канат диаметром 15,0 мм с маркой $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$.

Расчетное сопротивление F_{Rd} для оттяжек 2 яруса из каната диаметром 19,0 мм определяемое по Формуле (6.5):

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R} = \frac{181,5}{1,5 \cdot 1,0} = 121,0 \text{ кН},$$

Характеристическое значение разрывной прочности F_{uk} , определяемое для оттяжек 2 яруса:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 226,9 \cdot 0,8 = 181,5 \text{ кН};$$

Принято: $k_e = 0,8$ – коэффициент, принимаемый по Таблице 6.4;

коэффициент влияния на разрыв – $K = 0,355$;

диаметр каната – $d = 19 \text{ мм}$;

марка каната – $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$

$$\text{Минимальное усилие разрыва: } F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 19^2 \cdot 1770}{1000} = 226,9 \text{ кН}$$

Расчетное сопротивление F_{Rd} с учетом частного коэффициента безопасности $\gamma_{Mg} = 2,0$ для оттяжек 2 яруса равно:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 181,5 / 2,0 = 90,8 \text{ кН}$$

Для минимального значения: $F_{Rd} = 90,8 \text{ кН} < F_{Ed} = 99,3 \text{ кН}$.

Условие по критическому предельному состоянию не выполняется, поэтому для оттяжек 2 яруса принимается канат диаметром 22,0 мм с маркой $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$.

Минимальное усилие разрыва F_{min} для каната диаметром 22,0 мм равно:

$$F_{min} = \frac{K \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} = \frac{0,355 \cdot 22^2 \cdot 1770}{1000} = 304,1 \text{ кН}.$$

Характеристическое значение разрывной прочности F_{uk} равно:

$$F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 304,1 \cdot 0,8 = 243,3 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление F_{Rd} равно:

$$F_{Rd} = F_{uk} / \gamma_{Mg} = 243,3 / 2,0 = 121,7 \text{ кН}.$$

Проверка несущей способности оттяжек 1 яруса:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{99,3}{121,7} = 0,82 < 1,0,$$

Выполняется проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности каната, согласно 6.2.3.4, по предельным напряжениям для условий эксплуатации f_{SLS} :

$$f_{SLS} = 0,45 \cdot \sigma_{uk}$$

Следовательно, $F_{Ed} = 99,3 \text{ кН} < 0,45 \cdot F_{uk} = 0,45 \cdot 243,3 = 109,5 \text{ кН}$

Условие по предельному состоянию по эксплуатационной пригодности выполняется, поэтому для оттяжек 2 яруса принимается канат диаметром 22,0 мм с маркой $R_r = 1770 \text{ Н/мм}^2$.

При разработке реальных проектов для принятых новых сечений оттяжек необходимо выполнить новый расчет мачты, а также должны быть рассчитаны лацменные и анкерные узлы, узлы крепления связей жесткости (решетки мачты).

Приложение В
(информационное)

Пример расчета дымовой трубы

ПРИМЕР В.1 Расчет дымовой трубы высотой 45,0 м.

В.1.1 Исходные данные

Требуется выполнить расчет свободностоящей дымовой трубы без футеровки высотой 45,0 м. Труба предназначена для отвода дымовых газов с температурой +200°C, со средней степенью агрессивности. Класс химической коррозии по СТ РК EN 13084-1 (см. Таблицу 13.2) – низкий, L. Разрежение в трубе – 300 Па.

Дымовая труба предназначена для строительства в I ветровом районе, принятом по 2.3.1.1.5 данного пособия, с характеристическим (нормативным) значением ветрового давления 0,23 кПа. Тип местности для ветрового воздействия принят III по Таблице 2.4 данного пособия. Дымовая труба расположена на ровной поверхности земли.

Класс надежности дымовой трубы принят 2 по Таблице 11.1 данного пособия. Расчетный срок службы дымовой трубы принят – 30 лет.

Дымовая труба представляет собой высотное сооружение с цилиндрической верхней частью диаметром 2,1 м и конической нижней частью с высотой конуса 15,0 м и диаметром в основании 3,5 м. В цилиндрической части трубы (с шагом около 14,0 м) и в месте соединения конической и цилиндрической частей расположены кольца жесткости.

Дымовая труба состоит из четырех монтажных марок, каждая из которых при выполнении расчета разделена на несколько секций. Для обслуживания светоограждения и подъема людей на трубу приняты площадка на отметке 43.000 м и вертикальная лестница с переходными площадками для отдыха. Ствол дымовой трубы выполнен из листовой стали S275JR по СТ РК EN 10025-2. Соединение листов стенки ствола предусмотрено на сварке.

Схема дымовой трубы с сечениями стенки приведена на Рисунке В.1. Схема лестниц и площадок приведена на Рисунке В.2. На Рисунке В.1 указана полная толщина стенок ствола трубы и толщина с учетом потерь от коррозии (в скобках).

В.1.2 Сбор нагрузок

В.1.2.1 Определение постоянных нагрузок.

Постоянные нагрузки определяются от собственного веса элементов дымовой трубы. Собственный вес трубы может быть учтен (с принятием коэффициента на неучтенные элементы) при выполнении пространственного расчета по соответствующим программам (например, проектно-вычислительный комплекс SCAD Office).

В данном примере приведен сбор постоянных нагрузок для задания его в расчет.

При вычислении собственного веса ствола дымовой трубы учтена полная толщина стенок конструкции с учетом припуска на коррозию для внутренних поверхностей, контактирующих с дымовыми газами, равного 3,0 мм, принятого в соответствии с Таблицей 13.2 настоящего пособия для расчетного срока службы 30 лет конструкции данной трубы. Для наружной поверхности принята защита от коррозии окраской с запланированной программой по перекрашиванию, поэтому в соответствии с Таблицей 13.1 наружный припуск на коррозию принят равным нулю.

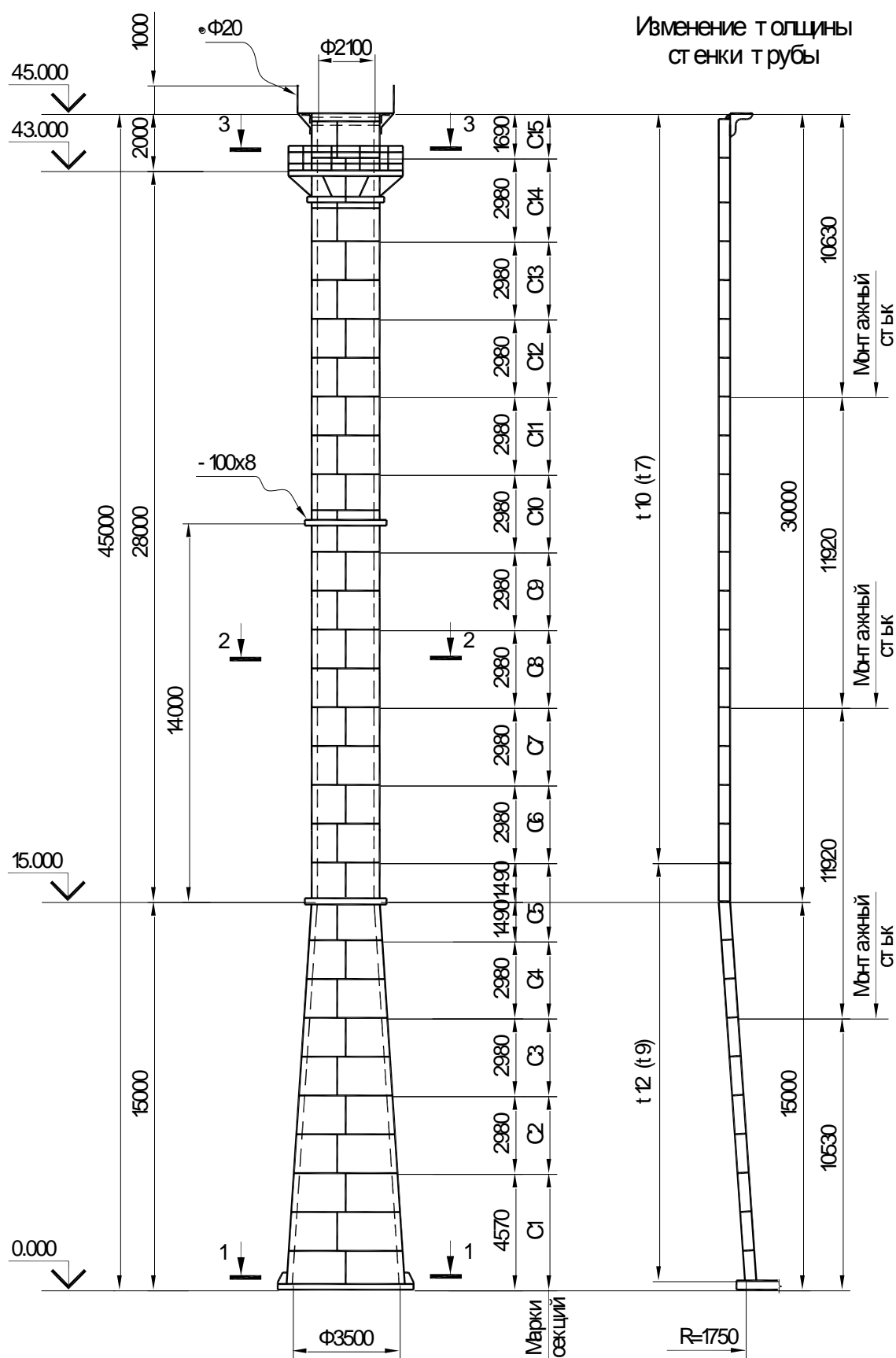


Рисунок В.1 – Схема дымовой трубы высотой 45,0 м

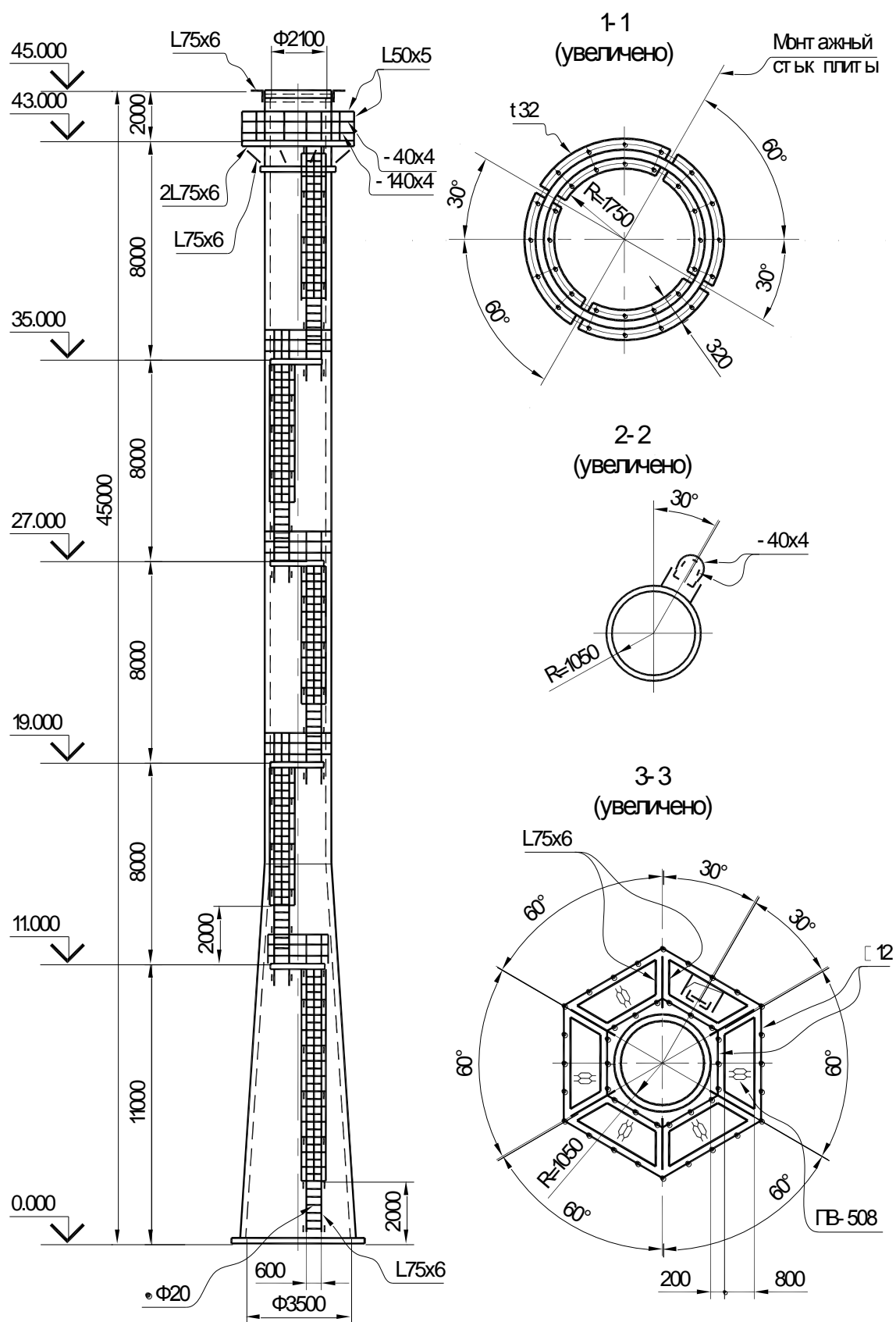


Рисунок В.2 – Схема лестниц и площадок дымовой трубы

В расчете учтен только вес металлических конструкций, поскольку в принятой дымовой трубе не предусмотрены футеровка, теплоизоляция, подводящие газопроводы и т.п.

Определение постоянной нагрузки от собственного веса секции С1 ствола трубы:

– диаметр срединной поверхности оболочки ствола трубы по центру высоты секции С1 $d = 3,290$ м, длина сечения по средней линии стенки $\ell = 10,336$ м, высота секции $h = 4,570$ м, масса стенки толщиной $t = 12$ мм $g = 94,2$ кг/м².

Суммарная характеристическая нагрузка G_{k1} от собственного веса оболочки трубы секции С1 определяется по формуле:

$$G_{k1} = g \cdot \ell \cdot h \cdot k = 94,2 \cdot 10,336 \cdot 4,570 \cdot 1 = 4450,0 \text{ кгс} = 44500,0 \text{ Н}$$

где k – коэффициент на неучтенные элементы.

Нагрузка учитывается по длине ствола трубы, поэтому распределенная характеристическая постоянная нагрузка от веса ствола для секции С1 равна:

$$q_n = G_{k1} / L_1 = 44500,0 / 4,57 = 9740,0 \text{ Н/м.}$$

Постоянная нагрузка от собственного веса секций С2 - С15 ствола трубы определяется аналогично, с учетом соответствующих сечений стенок и длин, определяемых по схеме на Рисунке В.1. Результаты вычислений приведены в Таблице В.1.

Сечения элементов лестницы и ограждения лестницы (для расстояния 8,0 м между площадками):

– стойки: $\perp 75 \times 6$ мм; длина $\ell = 10,0$ м; количество 2 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– ступени: $\bullet \varnothing 20$ мм; длина $\ell = 0,57$ м; количество 34 шт; масса $g = 2,5$ кг/м;

– ограждение: -40×4 мм; длина $\ell_1 = 7,2$ м; количество 3 шт; масса $g = 1,26$ кг/м;

-40×4 мм; длина $\ell_2 = 1,9$ м; количество 13 шт; масса $g = 1,26$ кг/м.

Постоянная характеристическая нагрузка G_{k2} от собственного веса элементов лестницы:

$$G_{k2} = 6,9 \cdot 10,0 \cdot 2 \cdot 1,1 + 2,5 \cdot 0,57 \cdot 34 + 1,26 \cdot 7,2 \cdot 3 \cdot 1,1 + 1,26 \cdot 1,9 \cdot 13 = 262,0 \text{ кгс} = 2620,0 \text{ Н.}$$

Распределенная характеристическая постоянная нагрузка от лестницы для всех секций равна:

$$q_n = G_{k2} / L_2 = 2620,0 / 8,0 = 330,0 \text{ Н/м.}$$

Определение постоянной нагрузки от переходных площадок с ограждением на отметках 11.000 м; 19.000 м; 27.000 м и 35.000 м с сечениями:

– балки площадки: $\perp 75 \times 6$ мм; длина $\ell = 0,75$ м; количество 3 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– кронштейны: $\perp 75 \times 6$ мм, длина $\ell = 1,05$ м; количество 2 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– настил из просечно-вытяжной стали (ПВ-508) с размерами $0,7 \times 0,9$ м, количество 1 шт; масса $g = 20,9$ кг/м²;

– стойки ограждения: $\perp 50 \times 5$ мм, длина $\ell = 1,2$ м; количество 2 шт; масса $g = 3,77$ кг/м;

– ограждение: $\perp 50 \times 5$ мм, длина $\ell = 1,5$ м; количество 1 шт; масса $g = 3,77$ кг/м;

– ограждение: -40×4 мм; длина $\ell = 1,5$ м; количество 1 шт; масса $g = 1,26$ кг/м;

– ограждение: -140×4 мм; длина $\ell = 2,0$ м; количество 1 шт; масса $g = 4,4$ кг/м.

Постоянная характеристическая нагрузка $G_{k \text{ пл}}$ от переходных площадок равна:

$$G_{k \text{ пл}} = 6,9 \cdot 0,75 \cdot 3 + 6,9 \cdot 1,05 \cdot 2 + 20,9 \cdot 0,7 \cdot 0,9 + 3,77 \cdot 1,2 \cdot 2 + 3,77 \cdot 1,5 \cdot 1 + 1,26 \cdot 1,5 \cdot 1 + 4,4 \cdot 2,0 \cdot 1 = 70,0 \text{ кгс} = 700,0 \text{ Н.}$$

Определение постоянной нагрузки от площадки на отметке 43.000 м с сечениями:

– балки площадки: швеллер [12; длина $\ell_1 = 1,45$ м и $\ell_2 = 2,35$ м; количество 6 шт (каждой длины); масса $g = 10,4$ кг/м;

– балки площадки: $\perp 75 \times 6$ мм; длина $\ell = 0,95$ м; количество 12 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– кронштейны: 2 $\perp 75 \times 6$ мм, длина $\ell = 1,35$ м; количество 12 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– кронштейны: $\perp 75 \times 6$ мм, длина $\ell = 1,9$ м; количество 6 шт; масса $g = 6,9$ кг/м;

– настил из просечно-вытяжной стали (ПВ-508) с размерами $0,8 \times 1,9$ м, количество 6 шт;

масса $g = 20,9 \text{ кг/м}^2$;

– стойки ограждения: $\perp 50 \times 5 \text{ мм}$, длина $\ell = 1,2 \text{ м}$; количество 30 шт.; масса $g = 3,77 \text{ кг/м}$;

– ограждение: $\perp 50 \times 5 \text{ мм}$, длина $\ell = 1,9 \text{ м}$; количество 12 шт.; масса $g = 3,77 \text{ кг/м}$;

– ограждение: $-40 \times 4 \text{ мм}$; длина $\ell = 1,9 \text{ м}$; количество 12 шт.; масса $g = 1,26 \text{ кг/м}$;

– ограждение: $-140 \times 4 \text{ мм}$; длина $\ell = 1,9 \text{ м}$; количество 12 шт.; масса $g = 4,4 \text{ кг/м}$.

Суммарная характеристическая постоянная нагрузка $G_{к,пл}$ от площадки на отметке 43.000 м:

$$G_{к,пл} = 10,4 \cdot (1,45 + 2,35) \cdot 6 + 6,9 \cdot 0,95 \cdot 12 \cdot 1,1 + 20,9 \cdot 0,8 \cdot 1,9 \cdot 6 + 6,9 \cdot 1,35 \cdot 12 \cdot 1,1 + 6,9 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot 1,1 + 3,77 \cdot 1,2 \cdot 30 + 3,77 \cdot 1,9 \cdot 12 + 1,26 \cdot 1,9 \cdot 12 + 4,4 \cdot 1,9 \cdot 12 = 1075,0 \text{ кгс} = 10750,0 \text{ Н}$$

Результаты вычислений приведены в Таблице В.1. Расчетная нагрузка получена умножением характеристических значений, приведенных выше, на частный коэффициент безопасности для постоянной нагрузки $\gamma_G = 1,1$, принятый по Таблице 11.2 данного пособия для 2 класса надежности конструкции.

Таблица В.1 – Постоянные нагрузки на дымовую трубу высотой 45 м

Марка секции ствола дымовой трубы, площадки (отметки)	Общая характеристическая нагрузка (вес ствола и площадок), Н	Распределенная характеристическая нагрузка (вес ствола), Н/м	Распределенная расчетная нагрузка (вес ствола и лестницы), Н/м	Узловые расчетные нагрузки (вес площадок), Н
Секция С1	44500,0	9740,0	11080,0	–
Секция С2	25880,0	8685,0	9920,0	–
Секция С3	23420,0	7860,0	9010,0	–
Секция С4	20970,0	7040,0	8110,0	–
Секция С5	19260,0	6465,0	7475,0	–
Секции С6 - С9, С11 - С13	15430,0	5180,0	6060,0	–
Секции С10, С14	15870,0	5325,0	6220,0	–
Секция С15	8750,0	5180,0	6060,0	–
Площадки на отм. 11.000м; 19.000м; 27.000м; 35.000м	700,0	–	–	770,0
Площадка на отм. 43.000м	10750,0	–	–	11825,0
Кольцо жесткости на отм. 45.000м	530,0	–	–	585,0

В.1.2.2 Определение ветровых нагрузок.

Для нормативного значения ветрового давления 0,23 кПа, принятого для данной дымовой трубы, основное значение базовой скорости ветра получено в соответствии с Формулой (2.1) пособия:

$$v_{b,0} = \gamma \cdot 40,49 \cdot \sqrt{w_0} = 1,17 \cdot 40,49 \cdot \sqrt{0,23} = 22,72 \text{ м/с}.$$

Коэффициенты $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$.

Базовое значение скорости ветра v_b равно, в соответствии с Формулой (2.2) пособия:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,72 \text{ м/с}.$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b .

Высота z для определения средней скорости ветра для каждой секции дымовой трубы принимается по верхней отметке секций (отметки 4.570 м, 7.550 м и далее до верха трубы на отметке 45.000 м), а для площадок – по отметкам площадок.

Коэффициент, учитывающий тип (шероховатость) местности, определяется по Формуле (2.4) данного пособия:

для отметки 4.570 м, поскольку $z = 4,570 \text{ м} < z_{min} = 5,0 \text{ м}$:

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) = 0,2154 \cdot \ln\left(\frac{5,0}{0,3}\right) = 0,606,$$

где коэффициент местности k_r для принятого по Таблице 2.4 данного пособия типа местности III равен:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2154,$$

где $z_0 = 0,3$ принято по Таблице 2.4, а $z_{0,ji} = 0,05 \text{ м}$.

$$\text{для отметки 7.550 м: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2154 \cdot \ln\left(\frac{7,550}{0,3}\right) = 0,695;$$

Аналогично вычислено для секций ствола: для отм. 10.530 м – $c_r(z) = 0,766$;

для отм. 13.510 м – $c_r(z) = 0,820$; для отм. 16.490 м – $c_r(z) = 0,863$;

для отм. 19.470 м – $c_r(z) = 0,899$; для отм. 22.450 м – $c_r(z) = 0,930$;

для отм. 25.430 м – $c_r(z) = 0,956$; для отм. 28.410 м – $c_r(z) = 0,980$;

для отм. 31.390 м – $c_r(z) = 1,002$; для отм. 34.370 м – $c_r(z) = 1,021$;

для отм. 37.350 м – $c_r(z) = 1,039$; для отм. 40.330 м – $c_r(z) = 1,056$;

для отм. 43.310 м – $c_r(z) = 1,071$; для отм. 45.000 м – $c_r(z) = 1,079$.

Согласно заданию, дымовая труба расположена на ровной поверхности земли, поэтому влиянием орографии согласно 2.3.1.1.9 можно пренебречь, приняв коэффициент орографии $c_o(z) = 1,0$.

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над поверхностью земли определяется по Формуле (2.3) данного пособия:

$$\text{для отметки 4.570 м: } v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,606 \cdot 1,0 \cdot 22,72 = 13,77 \text{ м/с}.$$

Аналогично вычислено для секций ствола:

для отм. 7.550 м – $v_m(z) = 15,78 \text{ м/с}$; для отм. 10.530 м – $v_m(z) = 17,41 \text{ м/с}$;

для отм. 13.510 м – $v_m(z) = 18,63 \text{ м/с}$; для отм. 16.490 м – $v_m(z) = 19,61 \text{ м/с}$;

для отм. 19.470 м – $v_m(z) = 20,42 \text{ м/с}$; для отм. 22.450 м – $v_m(z) = 21,12 \text{ м/с}$;

для отм. 25.430 м – $v_m(z) = 21,73 \text{ м/с}$; для отм. 28.410 м – $v_m(z) = 22,27 \text{ м/с}$;

для отм. 31.390 м – $v_m(z) = 22,76 \text{ м/с}$; для отм. 34.370 м – $v_m(z) = 23,20 \text{ м/с}$;

для отм. 37.350 м – $v_m(z) = 23,61 \text{ м/с}$; для отм. 40.330 м – $v_m(z) = 24,00 \text{ м/с}$;

для отм. 43.310 м – $v_m(z) = 24,33 \text{ м/с}$; для отм. 45.000 м – $v_m(z) = 24,52 \text{ м/с}$.

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ определяется по Формуле (2.14) данного пособия:

для отметки 4.570 м, поскольку $z = 4,570 \text{ м} < z_{min} = 5,0 \text{ м}$:

$$I_v(z_{\min}) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{5,0}{0,3}\right)} = 0,355 ,$$

где коэффициент турбулентности принят $k_i = 1,0$, согласно СН РК EN 1991-1-4.

$$\text{для отметки } 7.550 \text{ м: } I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{7,55}{0,3}\right)} = 0,310 .$$

Аналогично вычислено для секций ствола: для отм. 10.530 м – $I_v(z) = 0,281$;

для отм. 13.510 м – $I_v(z) = 0,263$; для отм. 16.490 м – $I_v(z) = 0,250$;

для отм. 19.470 м – $I_v(z) = 0,240$; для отм. 22.450 м – $I_v(z) = 0,232$;

для отм. 25.430 м – $I_v(z) = 0,225$; для отм. 28.410 м – $I_v(z) = 0,220$;

для отм. 31.390 м – $I_v(z) = 0,215$; для отм. 34.370 м – $I_v(z) = 0,211$;

для отм. 37.350 м – $I_v(z) = 0,207$; для отм. 40.330 м – $I_v(z) = 0,204$;

для отм. 43.310 м – $I_v(z) = 0,201$; для отм. 45.000 м – $I_v(z) = 0,200$.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ определяется по Формуле (2.15) пособия:

для отметки 4.570 м:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,355) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 13,77^2 = 413,0 \text{ Н/м}^2 ,$$

где $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – плотность воздуха.

Аналогично вычислено для секций ствола:

для отм. 7.550 м – $q_p(z) = 493,3 \text{ Н/м}^2$; для отм. 10.530 м – $q_p(z) = 562,1 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 13.510 м – $q_p(z) = 615,7 \text{ Н/м}^2$; для отм. 16.490 м – $q_p(z) = 660,3 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 19.470 м – $q_p(z) = 697,7 \text{ Н/м}^2$; для отм. 22.450 м – $q_p(z) = 730,9 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 25.430 м – $q_p(z) = 760,3 \text{ Н/м}^2$; для отм. 28.410 м – $q_p(z) = 786,7 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 31.390 м – $q_p(z) = 811,0 \text{ Н/м}^2$; для отм. 34.370 м – $q_p(z) = 833,0 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 37.350 м – $q_p(z) = 854,0 \text{ Н/м}^2$; для отм. 40.330 м – $q_p(z) = 872,6 \text{ Н/м}^2$;

для отм. 43.310 м – $q_p(z) = 890,8 \text{ Н/м}^2$; для отм. 45.000 м – $q_p(z) = 900,8 \text{ Н/м}^2$.

Для определения ветровой нагрузки F_w по формуле (2.18) пособия необходимо вычислить конструкционный коэффициент c_{scd} (см. 2.3.1.1.13 пособия), для которого сначала определяются параметры k_p , B и R (см. 2.3.1.1.14 пособия).

Конструкционный коэффициент c_{scd} определяется для базовой высоты z_s , принимаемой для вертикальных сооружений, в соответствии с Рисунком 6.1 СН РК EN 1991-1-4, равной:

$$z_s = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 45,0 = 27,0 \text{ м,}$$

где h – высота сооружения.

Для отметки 27.000 м, равной базовой высоте z_s , определяются:

– коэффициент, учитывающий тип местности: $c_t(z) = 0,969$;

– средняя скорость ветра: $v_m(z) = 22,02 \text{ м/с}$;

– интенсивность турбулентности: $I_v(z) = 0,222$;

– пиковое значение скоростного напора: $q_p(z) = 774,4 \text{ Н/м}^2$.

В соответствии с 2.3.1.1.15 данного пособия, для отметки 27.000 м определяется масштаб длины турбулентности $L(z)$, вычисляемый по Формуле (2.23) пособия:

$$\text{при } \alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,3) = 0,61$$

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{27,0}{200}\right)^{0,61} = 88,47 \text{ м,}$$

где базовая высота $z_t = 200$ м, базовый масштаб длины $L_t = 300$ м.

Основная собственная изгибная частота n_1 определяется, в соответствии с 2.3.1.1.20 в) пособия по Формуле (2.30):

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{\text{eff}}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}} = \frac{1000 \cdot 2,1}{35^2} \cdot \sqrt{\frac{28380,0}{32050,0}} = 1,613, \text{ Гц}$$

где $\varepsilon_1 = 1000$ для стальных дымовых труб;

$b = 2,1$ м – верхний диаметр дымовой трубы;

$h_{\text{eff}} = h_1 + h_2 / 3 = 30,0 + 15,0 / 3 = 35,0$ м;

$W_s = 28380,0$ кг – вес ствола дымовой трубы (элементов, создающих жесткость трубы);

$W_t = 32050,0$ кг – общий вес трубы (с лестницами и площадками).

Для определения функции спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ должна быть вычислена безразмерная частота $f_L(z, n)$ на отметке 27.000 м по $n = n_1$:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{1,613 \cdot 88,47}{22,02} = 6,481$$

Функция спектральной плотности силы ветра $S_L(z, n)$ может быть определена по графику на Рисунке 2.7 или вычислена по Формуле (2.24) данного пособия:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 6,481}{(1 + 10,2 \cdot 6,481)^{5/3}} = 0,040.$$

Фоновая составляющая реакции B^2 рассчитывается по Формуле (2.25) пособия:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{2,1 + 45,0}{88,47} \right)^{0,63}} = 0,623,$$

где $b = 2,1$ м и $h = 45,0$ м – ширина и высота сооружения в направлении, перпендикулярном ветру.

Для определения резонансной составляющей реакции R^2 вычисляются параметры по 2.3.1.1.22 пособия для отметки 27.000 м:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 45}{88,47} \cdot 6,481 = 15,163,$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 2,1}{88,47} \cdot 6,481 = 0,708.$$

Функции аэродинамической проводимости R_h и R_b для формы основных изгибных колебаний рассчитываются по Формулам (2.33) и (2.34) данного пособия:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{15,163} - \frac{1}{2 \cdot 15,163^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 15,163}) = 0,064;$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,708} - \frac{1}{2 \cdot 0,708^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,708}) = 0,657.$$

Для определения резонансной составляющей R^2 необходимо вычислить логарифмический декремент затухания δ , определяемый в соответствии с 2.3.1.1.23 пособия.

Логарифмический декремент конструкционного затухания δ_s принимается по Таблице 2.7 пособия. Для нефутерованных сварных стальных дымовых труб без наружной теплоизоляции коэффициент равен: $\delta_s = 0,012$.

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания δ_a необходимо определить эквивалентную массу на единицу длины m_e , для которой определяются параметры основной формы колебаний $\Phi_1(z)$.

Основная форма колебаний определяется по Формуле (2.39) пособия:

$$\text{для отметки 4.570 м: } \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{4,57}{45}\right)^{2,0} = 0,011,$$

где $\zeta = 2,0$ – для дымовых труб.

Аналогично вычислено:

$$\text{для отм. 7.550 м – } \Phi_1(z) = 0,028; \quad \text{для отм. 10.530 м – } \Phi_1(z) = 0,055;$$

$$\text{для отм. 13.510 м – } \Phi_1(z) = 0,090; \quad \text{для отм. 16.490 м – } \Phi_1(z) = 0,134;$$

$$\text{для отм. 19.470 м – } \Phi_1(z) = 0,187; \quad \text{для отм. 22.450 м – } \Phi_1(z) = 0,249;$$

$$\text{для отм. 25.430 м – } \Phi_1(z) = 0,319; \quad \text{для отм. 28.410 м – } \Phi_1(z) = 0,398;$$

$$\text{для отм. 31.390 м – } \Phi_1(z) = 0,487; \quad \text{для отм. 34.370 м – } \Phi_1(z) = 0,583;$$

$$\text{для отм. 37.350 м – } \Phi_1(z) = 0,689; \quad \text{для отм. 40.330 м – } \Phi_1(z) = 0,803;$$

$$\text{для отм. 43.310 м – } \Phi_1(z) = 0,926; \quad \text{для отм. 45.000 м – } \Phi_1(z) = 1,000;$$

Эквивалентная масса на единицу длины m_e определяется по Формуле (2.39) пособия:

$$m_e = \frac{1007 \cdot 0,011^2 + 901,5 \cdot 0,028^2 + 819 \cdot 0,055^2 + 737 \cdot 0,09^2 + 679,5 \cdot 0,134^2 + 551 \cdot 0,187^2 + 565,5 \cdot 0,249^2 + 551 \cdot 0,319^2 + 565,5 \cdot 0,398^2 + 551 \cdot 0,487^2 + 565,5 \cdot 0,583^2 + 551 \cdot 0,689^2 + 565,5 \cdot 0,803^2 + 551 \cdot 0,926^2 + 565,5 \cdot 1,0^2}{0,011^2 + 0,028^2 + 0,055^2 + 0,09^2 + 0,134^2 + 0,187^2 + 0,249^2 + 0,319^2 + 0,398^2 + 0,487^2 + 0,583^2 + 0,689^2 + 0,803^2 + 0,926^2 + 1,0^2} = 549,0 \text{ кг / м}$$

В соответствии с 2.3.1.1.27, для консольных сооружений с неравномерным распределением массы эквивалентная масса m_e может быть приближенно определена через среднее значение m , распределенное в верхней трети сооружения с $h_3 = h_1 / 3 = 30 / 3 = 10,0$ м:

$$m = 550,0 \text{ кг/м.}$$

Для определения логарифмического декремента аэродинамического затухания, δ_a необходимо еще значение коэффициента усилия c_f в направлении действия ветра.

Коэффициент усилия c_f для кругового цилиндра (сечение дымовой трубы) зависит от числа Рейнольдса Re , которое определяется по Формуле (2.47) пособия, в зависимости от пикового значения скорости ветра, определяемого по формуле:

$$\text{а) для конической части трубы (для отметки 7.500 м): } b = 2,8 \text{ м; } q_p = 492,3 \text{ Н/м}^2$$

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 492,3}{1,25}} = 28,1 \text{ м / с.}$$

$$\text{Число Рейнольдса равно: } Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{2,8 \cdot 28,1}{15 \cdot 10^{-6}} = 5,3 \cdot 10^6,$$

где $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ – кинематическая вязкость воздуха.

$$\text{б) для цилиндрической части трубы (для отметки 30.000 м): } b = 2,1 \text{ м; } q_p = 800,1 \text{ Н/м}^2$$

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 800,1}{1,25}} = 35,8 \text{ м / с.}$$

$$\text{Число Рейнольдса равно: } Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} = \frac{2,1 \cdot 35,8}{15 \cdot 10^{-6}} = 5,0 \cdot 10^6.$$

По Таблице 2.10 пособия принимается значение эквивалентной шероховатости для дымовой трубы с поверхностью, подвергнутой окраске напылением: $k = 0,02 \text{ мм}$.

Согласно 2.3.1.2.6 пособия, по Рисунку 2.16 определяется коэффициент усилия $c_{f,0}$ кругового цилиндра без свободного обтекания концов:

$$\text{а) для конической части трубы (для отметки 7.550 м):}$$

$$k / b = 0,02 / 2800 = 7,14 \cdot 10^{-6}.$$

В данном примере коэффициент $c_{f,0}$ определен по формуле, приведенной на Рисунке 2.16:

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k / b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re / 10^6)} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 7,14 \cdot 10^{-6})}{1 + 0,4 \cdot \log(5,3 \cdot 10^6 / 10^6)} = 0,62.$$

б) для цилиндрической части трубы (для отметки 30.000 м):

$$k / b = 0,02 / 2100 = 9,52 \cdot 10^{-6}.$$

Коэффициент $c_{f,0}$, определенный по формуле, приведенной на Рисунке 2.16:

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 9,52 \cdot 10^{-6})}{1 + 0,4 \cdot \log(5,0 \cdot 10^6 / 10^6)} = 0,634.$$

По Таблице 2.12 настоящего пособия определяется эффективная гибкость λ (для всей дымовой трубы с длиной $\ell = 45,0$ м и средним диаметром $b = 2,8$ м):

– для круговых цилиндров при $\ell \geq 50,0$ м, $\lambda = 0,7 \cdot \ell / b = 0,7 \cdot 45,0 / 2,8 = 11,3 < \lambda = 70$,
принимается $\lambda = 11,3$;

– для круговых цилиндров при $\ell < 15,0$ м, $\lambda = \ell / b = 45,0 / 2,8 = 16,1 < \lambda = 70$,
принимается $\lambda = 16,1$;

По интерполяции, для длины $\ell = 45,0$ м определяется эффективная гибкость: $\lambda = 12,0$.

По графику на Рисунке 2.22 пособия для коэффициента сплошности $\varphi = 1$ определяется значение коэффициента, учитывающего концевой эффект ψ_λ , для эффективной гибкости $\lambda = 12,0$:
 $\psi_\lambda = 0,72$.

Коэффициент усилия c_f для конической части дымовой трубы вычисляется, в соответствии с 2.3.1.2.6 данного пособия, по Формуле (2.51):

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,62 \cdot 0,72 = 0,446.$$

Коэффициент усилия c_f для цилиндрической части дымовой трубы:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,634 \cdot 0,72 = 0,456$$

Логарифмический декремент аэродинамического затухания δ_a вычисляется по Формуле (2.38) пособия (для конструкционного коэффициента принят коэффициент усилия $c_f = 0,456$ для цилиндрической части – для отметки 27.000 м):

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{0,456 \cdot 1,25 \cdot 2,1 \cdot 22,02}{2 \cdot 1,613 \cdot 550,0} = 0,015.$$

Для рассчитываемой дымовой трубы не применяются устройства для гашения колебаний, поэтому $\delta_d = 0$.

Логарифмический декремент затухания δ для дымовой трубы равен, в соответствии с Формулой (2.35) пособия:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,012 + 0,015 = 0,027;$$

Резонансная составляющая реакции R^2 определяется по Формуле (2.32) пособия:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h \cdot R_b = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,027} \cdot 0,04 \cdot 0,064 \cdot 0,657 = 0,307$$

Частота восходящего потока ν определяется по Формуле (2.27) пособия:

$$\nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,613 \cdot \sqrt{\frac{0,307}{0,623 + 0,307}} = 0,926 \text{ Гц}.$$

Пиковый коэффициент k_p определяется по Формуле (2.26) пособия (можно определять коэффициент по Рисунку 2.8 пособия):

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,926 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,926 \cdot 600)}} = 3,724$$

Конструкционный коэффициент c_{scd} определяется по Формуле (2.20) данного пособия:

$$c_{scd} = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,724 \cdot 0,222 \cdot \sqrt{0,623 + 0,307}}{1 + 7 \cdot 0,222} = 1,015$$

Базовая площадь для секции C1 дымовой трубы при $b = 3,29$ м и длине $L = 4,57$ м равна:

$$A_{ref} = b \cdot L = 3,29 \cdot 4,57 = 15,03 \text{ м}^2.$$

Ветровая нагрузка (характеристическое значение), действующая на нижнюю секцию C1 дымовой трубы, определяется по Формуле (2.18) настоящего пособия:

$$F_w = c_{scd} \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,015 \cdot 0,446 \cdot 413,3 \cdot 15,03 = 2812,0 \text{ Н}$$

Частный коэффициент для ветрового воздействия равен $\gamma_Q = 1,4$ для 2 класса надежности конструкции, согласно Таблице 11.2 данного пособия. Поэтому, учитывая ветер как доминирующее переменное воздействие для дымовой трубы, согласно Приложению A1 СН РК EN 1990, расчетную нагрузку от ветра для комбинации воздействий получаем умножением полученного характеристического значения на этот коэффициент.

Расчетная ветровая нагрузка, действующая на нижнюю секцию C1 дымовой трубы, равна:

$$F_{w1} = 2812,0 \cdot 1,4 = 3937,0 \text{ Н.}$$

Аналогично вычислены расчетные нагрузки от ветра на ствол трубы для других секций:

для секции C2 – $F_w = 2657,0 \text{ Н}$;	для секции C3 – $F_w = 2758,0 \text{ Н}$;
для секции C4 – $F_w = 2710,0 \text{ Н}$;	для секции C5 – $F_w = 2660,0 \text{ Н}$;
для секции C6 – $F_w = 2724,0 \text{ Н}$;	для секции C7 – $F_w = 2860,0 \text{ Н}$;
для секции C8 – $F_w = 2982,0 \text{ Н}$;	для секции C9 – $F_w = 3093,0 \text{ Н}$;
для секции C10 – $F_w = 3195,0 \text{ Н}$;	для секции C11 – $F_w = 3289,0 \text{ Н}$;
для секции C12 – $F_w = 3380,0 \text{ Н}$;	для секции C13 – $F_w = 3452,0 \text{ Н}$;
для секции C14 – $F_w = 3532,0 \text{ Н}$;	для секции C15 – $F_w = 2026,0 \text{ Н}$;

Нагрузка учитывается по длине ствола трубы, поэтому распределенная расчетная нагрузка от ветра на ствол дымовой трубы для секции C1 равна:

$$q_w = F_{w1} / L_1 = 3937,0 / 4,57 = 860,0 \text{ Н/м.}$$

Аналогично вычислены расчетные распределенные нагрузки от ветра на ствол дымовой трубы для других секций:

для секции C2 – $q_w = 892,0 \text{ Н/м}$;	для секции C3 – $q_w = 926,0 \text{ Н/м}$;
для секции C4 – $q_w = 909,0 \text{ Н/м}$;	для секции C5 – $q_w = 892,0 \text{ Н/м}$;
для секции C6 – $q_w = 914,0 \text{ Н/м}$;	для секции C7 – $q_w = 960,0 \text{ Н/м}$;
для секции C8 – $q_w = 1001,0 \text{ Н/м}$;	для секции C9 – $q_w = 1038,0 \text{ Н/м}$;
для секции C10 – $q_w = 1072,0 \text{ Н/м}$;	для секции C11 – $q_w = 1104,0 \text{ Н/м}$;
для секции C12 – $q_w = 1134,0 \text{ Н/м}$;	для секции C13 – $q_w = 1158,0 \text{ Н/м}$;
для секции C14 – $q_w = 1185,0 \text{ Н/м}$;	для секции C15 – $q_w = 1200,0 \text{ Н/м}$;

Коэффициенты ветровой нагрузки c_{fA} для вспомогательных элементов (лестниц и площадок) в данном примере определяются по 2.3.1.4.6 данного пособия.

Коэффициенты общей нормальной силы $c_{fA,0}$ принимаются по Таблице 2.13 пособия:

- для прокатных элементов (уголки $\angle 75 \times 6$ и лист -40×4 мм) – $c_{fA,0} = 2,0$;
- для элементов круглого сечения (ступени из $\bullet \varnothing 20$ мм) – $c_{fA,0} = 1,2$;

Коэффициенты общей нормальной силы $c_{fA,0}$ можно определять по 2.3.1.2.3 и 2.3.1.2.6 настоящего пособия.

Угол наклона ветра к продольной оси элементов равен: $\psi = 90^\circ$ и $\sin^2 \psi = 1$.

Коэффициент учета затенения для элементов лестницы равен: $K_A = 0,8$ (в соответствии с Таблицей 2.14 пособия).

Определяется коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для лестницы при боковом направлении ветра к лестнице (лобовое направление ветра дает меньшие значения) по Формуле (2.68) пособия.

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = (1 \cdot 2 \cdot 0,075 \cdot 8,0 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,075 \cdot 8,0 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 6,0 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 6,0 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11) / 2,296 = 1,8$$

где сечения элементов лестницы и ограждения и их длины при боковом направлении ветра к лестнице (для расстояния 8,0 м между площадками) следующие:

- стойки: уголок $L 75 \times 6$ мм; длина $\ell = 8,0$ м; количество 2 шт;
- ограждение: -40×4 мм; длина $\ell_1 = 6,0$ м; количество 2 шт;
- ограждение: -40×4 мм; длина $\ell_2 = 0,7$ м; количество 11 шт;

$$\Sigma A = 0,075 \cdot 8,0 \cdot 2 + 0,04 \cdot 6,0 \cdot 2 + 0,04 \cdot 0,7 \cdot 11 \cdot 2 = 2,296 \text{ м}^2 - \text{площадь элементов лестницы.}$$

Распределенная расчетная ветровая нагрузка на лестницу (при боковом направлении ветра к лестнице) для отметок 0.000 - 11.000 м равна:

$$q_{w,\text{лест}} = c_s c_d \cdot c_{f,A} \cdot q_p(z) \cdot \Sigma A \cdot \gamma_Q / L_{\text{лест}} = 1,015 \cdot 1,8 \cdot 572,0 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 420,0 \text{ Н / м},$$

где $\gamma_Q = 1,4$ – частный коэффициент для ветрового воздействия;

$q_p(z) = 572,0 \text{ Н/м}^2$ – пиковое значение скоростного напора для отметки 11.000 м.

Для отметок 11.000 - 19.000 м с $q_p(z) = 692,0 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 692,0 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 493,0 \text{ Н / м}.$$

Для отметок 19.000 - 27.000 м с $q_p(z) = 774,4 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 774,4 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 550,0 \text{ Н / м}.$$

Для отметок 27.000 - 35.000 м с $q_p(z) = 837,6 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 837,6 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 596,0 \text{ Н / м}.$$

Для отметок 35.000 - 43.000 м с $q_p(z) = 889,4 \text{ Н/м}^2$:

$$q_{w,\text{лест}} = 0,984 \cdot 1,8 \cdot 889,4 \cdot 2,296 \cdot 1,4 / 8,0 = 633,0 \text{ Н / м}.$$

От внецентренного (относительно центра трубы) приложения ветровой нагрузки на лестницу определяется крутящий момент (для эксцентриситета $e = 1,6$ м).

До отметки 11.000 м момент в каждом уровне секций равен:

$$M_w = q_{w,\text{лест}} \cdot h \cdot e = 407,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 1940 \text{ Н·м}$$

До отметки 19.000 м момент в каждом уровне секций равен:

$$M_w = q_{w,\text{лест}} \cdot h \cdot e = 493,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2350 \text{ Н·м}$$

До отметки 27.000 м момент в каждом уровне секций равен:

$$M_w = q_{w,\text{лест}} \cdot h \cdot e = 550,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2622 \text{ Н·м}$$

До отметки 35.000 м момент в каждом уровне секций равен:

$$M_w = q_{w,\text{лест}} \cdot h \cdot e = 596,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 2842 \text{ Н·м}$$

До отметки 43.000 м момент в каждом уровне секций равен:

$$M_w = q_{w,\text{лест}} \cdot h \cdot e = 633,0 \cdot 2,98 \cdot 1,6 = 3018 \text{ Н·м}$$

Определяется коэффициент ветровой нагрузки $c_{f,A}$ для площадки на отметке 43.000 м по Формуле (2.68) пособия аналогично лестницам (сечения и длины элементов площадки приведены ниже).

$$c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\Sigma A} = (1 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 4,74 + 0,8 \cdot 2 \cdot 0,12 \cdot 2,89 + 1 \cdot 2 \cdot 0,05 \cdot 1,2 \cdot 15 + 1 \cdot 2 \cdot 0,05 \cdot 4,74 + 1 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 4,74 + 1 \cdot 2 \cdot 0,14 \cdot 4,74) / 2,91 = 1,95$$

где сечения элементов площадки:

- балки: швеллер [12; суммарные длины $\ell_1 = 4,74$ м и $\ell_2 = 2,89$ м ; количество по 1 шт;
- ограждение: уголок $\angle 50 \times 5$ мм; длина $\ell_1 = 1,2$ м; количество 15 шт;
- ограждение: уголок $\angle 50 \times 5$ мм; длина $\ell_1 = 4,74$ м; количество 1 шт;
- ограждение: -40×4 мм; длина $\ell = 4,74$ м; количество 1 шт;
- ограждение: -140×4 мм; длина $\ell = 4,74$ м; количество 1 шт;

$$\Sigma A = 0,12 \cdot (4,74 + 2,89) + 0,05 \cdot 1,2 \cdot 15 + 0,05 \cdot 4,74 + 0,04 \cdot 4,74 + 0,14 \cdot 4,74 = 2,91 \text{ м}^2 -$$

площадь элементов площадки.

Расчетная ветровая нагрузка на площадку на отметке 43.000 м равна:

$$F_{w,пл} = c_s c_d \cdot c_{f,A} \cdot q_p(z) \cdot \Sigma A \cdot \gamma_Q = 1,015 \cdot 1,95 \cdot 889,4 \cdot 2,91 \cdot 1,4 = 7170,0 \text{ Н},$$

где $q_p(z) = 889,4 \text{ Н/м}^2$ – пиковое значение скоростного напора для отметки 43.000 м.

Аналогично определены расчетные ветровые нагрузки на площадки переходные и на молниеотвод с кольцом на отметке 45.000 м:

- отметка 11.000 м: $F_{w,пл} = 1020,0 \text{ Н}$;
- отметка 19.000 м: $F_{w,пл} = 1230,0 \text{ Н}$;
- отметка 27.000 м: $F_{w,пл} = 1376,0 \text{ Н}$;
- отметка 35.000 м: $F_{w,пл} = 1490,0 \text{ Н}$;
- отметка 45.000 м: $F_{w,пл} = 440,0 \text{ Н}$.

Вычисленные выше постоянные и расчетные ветровые нагрузки на ствол дымовой трубы и на лестницу с площадками задаются в расчет.

В.1.3 Расчет конструкций

Расчет дымовой трубы может быть выполнен по пространственной схеме при помощи компьютерных программ с использованием различных типов конечных элементов (пластин, объемных элементов), с получением в результате значений напряжений в элементах оболочки трубы.

В данном примере был выполнен расчет дымовой трубы в виде стержня кольцевого сечения переменной жесткости и были получены усилия, на которые будет проверяться оболочка дымовой трубы. Расчет выполнялся на действие постоянной нагрузки от собственного веса (см. В.1.2.1) и на ветровое воздействие (см. В.1.2.2).

Ниже приведены проверки прочности и устойчивости оболочки цилиндрической части дымовой трубы для полученных в результате расчета усилий (эффектов воздействий) для секции С5 на отметке 16.490 м):

- продольная (осевая) сила – $F_x = 186200,0 \text{ Н}$;
- общий изгибающий момент – $M = 918000,0 \text{ Н}\cdot\text{м}$;
- поперечная сдвигающая сила – $V = 57620,0 \text{ Н}$;
- общий крутящий момент – $M_t = 2350,0 \text{ Н}\cdot\text{м}$.

В.1.4 Характеристики материала оболочки трубы и частные коэффициенты безопасности

Для ствола дымовой трубы применена листовая сталь S275JR по СТ РК EN 10025-2.

Для температуры отводимых дымовых газов $+200^\circ\text{C}$, принятой в примере, в соответствии с Таблицами 12.1 и 12.2, характеристическое значение предела текучести для стали S275JR равно $f_{yk} = 185 \text{ Н/мм}^2$ и характеристическое значение модуля упругости равно $E = 2,025 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$.

Частные коэффициенты безопасности γ_m приняты в соответствии с 15.1 данного пособия:

– при определении сопротивления, устанавливаемого по пределу текучести, при отсутствии общего или местного продольного изгиба – $\gamma_{m0} = 1,0$;

– при определении сопротивления, устанавливаемого по пределу текучести, при наличии общего или местного продольного изгиба – $\gamma_{m0} = 1,1$.

Расчеты (прочность и устойчивость оболочки дымовой трубы) выполняются для толщины стали стенки, уменьшенной на величину потерь от коррозии.

В.1.5 Проверка прочности оболочки дымовой трубы

В соответствии с 14.2.1 пособия, проверяется выполнение условия, при котором не учитывается эффект оболочки (т.е. можно считать трубу как единую балку) по Формуле (14.1) данного пособия:

– для всей высоты дымовой трубы:

$$\ell / r_m = 45,0 / 1,404 = 32,1 < 0,14 \cdot r_m / t + 10 = 0,14 \cdot 1,404 / 0,008 + 10 = 34,6$$

– для цилиндрической части дымовой трубы:

$$\ell / r_m = 30,0 / 1,053 = 28,5 < 0,14 \cdot r_m / t + 10 = 0,14 \cdot 1,0535 / 0,007 + 10 = 31,1$$

Поскольку условия пункта не выполняются, то трубу надо рассчитывать как оболочку, в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-6.

Проверка условия этого же пункта, при котором можно не учитывать кольцевые изгибающие моменты m_φ от давления ветра, выполняется в соответствии с Формулой (14.3) пособия:

– для конической части трубы: средний радиус $r_m = 1404$ мм; $t = 9$ мм

$$r_m / t = 1404 / 9 = 156 < 160 ;$$

– для цилиндрической части трубы: средний радиус $r_m = 1053,5$ мм; $t = 7$ мм

$$r_m / t = 1053,5 / 7 = 150,5 < 160 ;$$

Поскольку условия Формулы (14.3) выполняются, а также базовое значение скорости ветра не превышает 25 м/сек, то, в соответствии с 14.2.1 пособия, кольцевые изгибающие моменты вследствие давления ветра можно не учитывать.

Проверка прочности оболочки дымовой трубы выполняется в соответствии с Разделом 6 СН РК EN 1993-1-6 – критическое предельное состояние по пластичности (LS1).

Проверка критического предельного состояния выполняется с использованием мембранных напряжений, определяемых в соответствии с Приложением А СН РК EN 1993-1-6.

Проверка выполняется для сечения секции С5 на отметке 16.490 м с усилиями, приведенными в В.1.3 данного примера.

Меридиональное (осевое) мембранное напряжение для неподкрепленных цилиндрических оболочек определяется по А.2 СН РК EN 1993-1-6:

$$\text{От осевой силы: } \sigma_x = \frac{F_x}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot t} = \frac{186300,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 1053,5 \cdot 7} = 4,02 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$\text{От общего изгибающего момента: } \sigma_x = \frac{M}{\pi \cdot r^2 \cdot t} = \frac{918000000,0}{3,14 \cdot 1053,5^2 \cdot 7} = 37,63 \text{ Н/мм}^2 .$$

Мембранное касательное напряжение для неподкрепленных цилиндрических оболочек определяется по А.2 СН РК EN 1993-1-6:

$$\text{От общего крутящего момента: } \tau = \frac{M_t}{2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot t} = \frac{2350000,0}{2 \cdot 3,14 \cdot 1053,5^2 \cdot 7} = 0,05 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$\text{От поперечной сдвигающей силы: } \tau_{\max} = \frac{V}{\pi \cdot r \cdot t} = \frac{57620,0}{3,14 \cdot 1053,5 \cdot 7} = 2,49 \text{ Н/мм}^2 .$$

Для определения кольцевого напряжения σ_θ в оболочке дымовой трубы, неравномерное распределение давления q_w , возникающего в результате внешней ветровой нагрузки, заменяется эквивалентным равномерным внешним давлением, согласно D.1.3.2 СН РК EN 1993-1-6.

Коэффициенты для учета неравномерного распределения внешнего давления от ветровой нагрузки на трубу определяются по 2.3.1.2.5 данного пособия.

Для угла $\alpha = 0^\circ$ коэффициент внешнего давления $c_{p,0 \max} = 1,0$ и коэффициент, учитывающий концевой эффект $\psi_{\lambda a} = 1$, в соответствии с Формулами (2.49) пособия.

Коэффициент внешнего давления c_{pe} определяется по Формуле (2.48) пособия:

для угла $\alpha = 0^\circ$: $c_{pe} = c_{p0} \cdot \psi_{\lambda a} = 1,0$.

Для угла $\alpha = 0^\circ$ определяется максимальное ветровое давление $q_{w,\max}$, в соответствии с Формулой (5.1) СН РК EN 1991-1-4, для отметки 45.000 м, согласно 14.2.1 пособия:

$$q_{w,\max} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 900,8 \cdot 1,0 = 900,8 \text{ Н/м}^2.$$

Эквивалентное равномерное внешнее ветровое давление определяется по Формуле (D.28) СН РК EN 1993-1-6:

$$q_{eq} = k_w \cdot q_{w,\max} = 0,504 \cdot 900,8 = 454,0 \text{ Н/м}^2 = 0,00046 \text{ Н/мм}^2,$$

где коэффициент k_w , определяемый по Формуле (D.29) СН РК EN 1993-1-6, равен:

$$k_w = 0,46 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{C_Q}{\omega} \cdot \frac{r}{t}} \right) = 0,46 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{1,0}{163} \cdot \frac{1053,5}{7}} \right) = 0,504,$$

где параметр безразмерной длины ω определяется по Формуле (D.1) СН РК EN 1993-1-6:

$$\omega = \frac{\ell}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{14000}{\sqrt{1053,5 \cdot 7}} = 163;$$

ℓ – длина цилиндрической оболочки между кольцами жесткости;

$C_Q = 1,0$ – коэффициент, принятый по Таблице D.3 СН РК EN 1993-1-6 для случая 3 с граничными условиями BC2 и BC2 (для секции длинного, подкрепленного кольцами, цилиндра).

По заданию в трубе есть разрежение $q_s = 300 \text{ Па} = 0,03 \text{ Н/мм}^2$.

Кольцевое напряжение σ_θ , согласно Формуле (D.30) СН РК EN 1993-1-6, равно:

$$\sigma_\theta = (q_{eq} + q_s) \cdot \left(\frac{r}{t} \right) = (0,00046 + 0,03) \cdot \left(\frac{1053,5}{7} \right) = 4,58 \text{ Н/мм}^2.$$

Эквивалентное расчетное напряжение фон Мизеса, определяемое по Формуле (6.2) СН РК EN 1993-1-6, равно:

$$\begin{aligned} \sigma_{eq,Ed} &= \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot (\tau_{x\theta,Ed}^2)} = \\ &= \sqrt{(4,02 + 37,63)^2 + 4,58^2 - (4,02 + 37,63) \cdot 4,58 + 3 \cdot (2,49 + 0,05)^2} = 39,8 \text{ Н/мм}^2 \end{aligned}$$

Расчетная величина сопротивления определяется по Формуле (6.5) в 6.2.2 СН РК EN 1993-1-6:

$$f_{eq,Rd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 185,0 / 1,0 = 185,0 \text{ Н/мм}^2$$

При проверке прочности, согласно 6.2.3 СН РК EN 1993-1-6, расчетные напряжения должны удовлетворять условию Формулы (6.6) СН РК EN 1993-1-6:

$$\sigma_{eq,Ed} = 39,8 \text{ Н/мм}^2 < f_{eq,Rd} = 185,0 \text{ Н/мм}^2$$

Условие Пункта 6.2.3 СН РК EN 1993-1-6 выполняется, прочность оболочки обеспечена.

Для других сечений цилиндрической части ствола дымовой трубы проверка предельного состояния по пластичности LS1 (прочность) выполняется аналогично.

В.1.6 Проверка устойчивости оболочки дымовой трубы

Проверка устойчивости оболочки дымовой трубы выполняется в соответствии с Разделом 8 СН РК EN 1993-1-6 – предельное состояние по потере продольной устойчивости (LS3).

Расчетные значения действующих напряжений для проверяемого сечения дымовой трубы на отметке 16.490 м определены в В.1.5 данного примера:

$$\sigma_{x,Ed} = \sigma_{x,Ed,N} + \sigma_{x,Ed,M} = 4,02 + 37,63 = 41,65 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{\theta,Ed} = 4,58 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\tau_{x\theta,Ed} = 2,49 + 0,05 = 2,54 \text{ Н/мм}^2.$$

Ниже приведены вычисления несущей способности (сопротивления) при потере продольной устойчивости (для расчета по напряжениям), определяемые по Разделу 8 и Приложению D СН РК EN 1993-1-6 (ссылки на все формулы и таблицы, приведенные ниже, даны по этим нормам).

Граничные условия для рассматриваемой части дымовой трубы (секция длинного, подкрепленного кольцами, цилиндра) – BC2 и BC2.

Принятый класс качества допуска на изготовление – класс А.

В.1.6.1 Расчетное меридиональное напряжение при продольном изгибе

Для определения расчетного меридионального напряжения сначала вычисляется упругое критическое напряжение при продольном изгибе, определяемое для неподкрепленных цилиндрических оболочек с постоянной толщиной стенки по D.1.2 СН РК EN 1993-1-6.

Параметр безразмерной длины ω определяется по Формуле (D.1):

$$\omega = \frac{\ell}{\sqrt{r \cdot t}} = \frac{14000}{\sqrt{1053,5 \cdot 7}} = 163,$$

где ℓ – длина цилиндрической оболочки между кольцами жесткости.

Поскольку, согласно Формуле (D.7): $\omega = 163 > 0,5 \cdot \frac{r}{t} = 0,5 \cdot \frac{1053,5}{7} = 75,3$,

то проверяемая часть дымовой трубы относится к длинным цилиндрам, для которых:

$$C_x = C_{x,N}.$$

Коэффициент $C_{x,N}$ принимается большим из следующих величин: $C_{x,N} = 0,6$ и вычисленной по Формуле (D.9):

$$C_{x,N} = 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \cdot \left[1 - 2 \cdot \omega \cdot \frac{t}{r} \right] = 1 + \frac{0,2}{1} \cdot \left[1 - 2 \cdot 163 \cdot \frac{7}{1053,5} \right] = 0,77,$$

где C_{xb} принимается по Таблице D.1, в зависимости от граничных условий.

В расчет принимается: $C_x = C_{x,N} = 0,77$.

Упругое критическое меридиональное напряжение при продольном изгибе определяется по Формуле (D.2):

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 \cdot E \cdot C_x \cdot \frac{t}{r} = 0,605 \cdot 202500 \cdot 0,77 \cdot \frac{7}{1053,5} = 626,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Меридиональные параметры продольного изгиба определяются по D.1.2.2.

Коэффициент, учитывающий изменение формы от меридионального упругого дефекта, α_x определяется по Формуле (D.14):

$$\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (\Delta w_k / t)^{1,44}} = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot (2,15 / 7)^{1,44}} = 0,46,$$

где характеристическая амплитуда дефекта Δw_k вычислена по Формуле (D.15):

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t = \frac{1}{40} \cdot \sqrt{\frac{1053,5}{7}} \cdot 7 = 2,15,$$

где Q – параметр качества изготовления по меридиональному сжатию, принимаемый по Таблице D.2 в зависимости от класса качества: для класса А – $Q = 40$.

Условная меридиональная гибкость по пределу смятия равна: $\bar{\lambda}_{x,0} = 0,20$.

Коэффициент предела пластичности равен: $\beta = 0,60$.

Показатель степени взаимодействия равен: $\eta = 1,0$.

Поскольку $\frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,03 \cdot \frac{E}{f_{yk}} = 0,03 \cdot \frac{202500}{185} = 32,8$, (т.е. условие Формулы (D.18)

не выполняется), то необходимо проверять оболочку трубы на меридиональный продольный изгиб.

Условная меридиональная гибкость по пределу пластичности определяется по Формуле (8.16):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} = \sqrt{\frac{0,46}{1-0,6}} = 1,072$$

Условная меридиональная гибкость оболочки определяется по Формуле (8.17):

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{x,Rcr}} = \sqrt{185 / 626,8} = 0,543$$

Понижающий коэффициент при проверке потери продольной устойчивости χ_x для меридиональной гибкости оболочки $\bar{\lambda}_x = 0,543$ определяется по Формуле (8.14) для $\bar{\lambda}_{x,0} < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_p$:

$$\chi_x = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_{x,0}}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{x,0}} \right)^\eta = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{0,543 - 0,2}{1,072 - 0,2} \right)^1 = 0,764.$$

Характеристическое меридиональное напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.12):

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_{yk} = 0,764 \cdot 185 = 141,3 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное меридиональное напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.11):

$$\sigma_{x,Rd} = \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1} = 141,3 / 1,1 = 128,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверка для меридионального напряжения выполняется по Формуле (8.18):

$$\sigma_{x,Ed} = 41,65 \text{ Н/мм}^2 < \sigma_{x,Rd} = 128,5 \text{ Н/мм}^2$$

В.1.6.2 Расчетное кольцевое напряжение при продольном изгибе

Для определения расчетного кольцевого напряжения сначала вычисляется критическое напряжение. Упругое критическое кольцевое напряжение при продольном изгибе определяется для неподкрепленных цилиндрических оболочек с постоянной толщиной стенки по D.1.3 СН РК EN 1993-1-6.

Параметр безразмерной длины $\omega = 163$ определен в В.1.6.1 данного примера.

Определяется параметр $\frac{\omega}{C_\theta} = \frac{163}{1,0} = 163$,

где коэффициент $C_\theta = 1,0$ принимается по Таблице D.3 для принятых граничных условий BC2 и BC2 (случай 3 в указанной таблице).

Поскольку, согласно Формуле (D.20): $20 < \frac{\omega}{C_\theta} = 163 < 1,63 \cdot \frac{r}{t} = 1,63 \cdot \frac{1053,5}{7} = 245,3$,

то проверяемая часть дымовой трубы относится к цилиндрам средней длины, для которых упругое кольцевое критическое напряжение при продольном изгибе определяется по Формуле (D.21):

$$\sigma_{\theta, Rcr} = 0,92 \cdot E \cdot \left(\frac{C_0}{\omega} \right) \cdot \left(\frac{t}{r} \right) = 0,92 \cdot 202500 \cdot \left(\frac{1}{163} \right) \cdot \left(\frac{7}{1053,5} \right) = 7,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Кольцевые параметры продольного изгиба определяются по D.1.3.2.

Коэффициент, учитывающий изменение формы от кольцевого упругого дефекта, α_0 принимается по Таблице D.5, в зависимости от класса качества: для класса А - $\alpha_0 = 0,75$.

Условная кольцевая гибкость по пределу смятия равна: $\bar{\lambda}_{\theta,0} = 0,40$.

Коэффициент предела пластичности равен: $\beta = 0,60$.

Показатель степени взаимодействия равен: $\eta = 1,0$.

Поскольку $\frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,21 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{202500}{185}} = 6,95$, (т.е. условие Формулы

(D.27) не выполняется), то необходимо проверять оболочку трубы на кольцевой продольный изгиб.

Условная кольцевая гибкость по пределу пластичности определяется по Формуле (8.16):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} = \sqrt{\frac{0,75}{1-0,6}} = 1,37$$

Условная кольцевая гибкость оболочки определяется по Формуле (8.17):

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{\theta, Rcr}} = \sqrt{185 / 7,6} = 4,934$$

Понижающий коэффициент при проверке потери продольной устойчивости χ_x для кольцевой гибкости оболочки $\bar{\lambda}_\theta = 4,934$ определяется по Формуле (8.15) для $\bar{\lambda}_p < \bar{\lambda}_\theta$:

$$\chi_\theta = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{0,75}{4,934^2} = 0,031.$$

Характеристическое кольцевое напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.12):

$$\sigma_{\theta, Rk} = \chi_\theta \cdot f_{yk} = 0,031 \cdot 185 = 5,74 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное кольцевое напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.11):

$$\sigma_{\theta, Rd} = \sigma_{\theta, Rk} / \gamma_{M1} = 5,74 / 1,1 = 5,2 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверка для кольцевого напряжения выполняется по Формуле (8.18):

$$\sigma_{\theta, Ed} = 4,58 \text{ Н/мм}^2 < \sigma_{\theta, Rd} = 5,2 \text{ Н/мм}^2$$

В.1.6.3 Расчетное касательное напряжение при продольном изгибе

Для определения расчетного касательного напряжения сначала вычисляется критическое напряжение. Упругое критическое касательное напряжение при продольном изгибе в случае сдвига определяется для неподкрепленных цилиндрических оболочек с постоянной толщиной стенки по D.1.4 СН РК EN 1993-1-6.

Параметр безразмерной длины $\omega = 163$ определен в В.1.6.1 данного примера.

Поскольку, согласно Формуле (D.33): $10 < \omega = 163 < 8,7 \cdot \frac{r}{t} = 8,7 \cdot \frac{1053,5}{7} = 1309,3$,

то проверяемая часть дымовой трубы относится к цилиндрам средней длины, для которых коэффициент $C_\tau = 1,0$, согласно Формулы (D.34).

Упругое касательное критическое напряжение при продольном изгибе определяется по Формуле (D.32):

$$\tau_{x\theta, Rcr} = 0,75 \cdot E \cdot C_{\tau} \cdot \sqrt{\frac{1}{\omega}} \cdot \left(\frac{t}{r} \right) = 0,75 \cdot 202500 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{\frac{1}{163}} \cdot \left(\frac{7}{1053,5} \right) = 79,04 \text{ Н/мм}^2.$$

Параметры продольного изгиба в случае сдвига определяются по D.1.4.2.

Коэффициент, учитывающий изменение формы от упругого дефекта в случае сдвига принимается по Таблице D.6, в зависимости от класса качества: для класса А – $\alpha_{\tau} = 0,75$.

Условная гибкость по пределу смятия при сдвиге равна: $\bar{\lambda}_{\tau,0} = 0,40$.

Коэффициент предела пластичности равен: $\beta = 0,60$.

Показатель степени взаимодействия равен: $\eta = 1,0$.

Поскольку $\frac{r}{t} = \frac{1053,5}{7} = 150,5 > 0,16 \cdot \left(\frac{E}{f_{yk}} \right)^{0,67} = 0,16 \cdot \left(\frac{202500}{185} \right)^{0,67} = 17,4$, (т.е. условие Форму-

лы (D.40) не выполняется), то необходимо проверять оболочку трубы на продольный изгиб при сдвиге.

Условная гибкость при сдвиге по пределу пластичности определяется по Формуле (8.16):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} = \sqrt{\frac{0,75}{1-0,6}} = 1,37$$

Условная гибкость оболочки при сдвиге определяется по Формуле (8.17):

$$\bar{\lambda}_{\tau} = \sqrt{(f_{yk} / \sqrt{3}) / \tau_{x\theta, Rcr}} = \sqrt{(185 / \sqrt{3}) / 79,04} = 1,162$$

Понижающий коэффициент при проверке потери продольной устойчивости χ_{τ} для гибкости оболочки при сдвиге $\bar{\lambda}_{\tau} = 1,162$ определяется по Формуле (8.14) для $\bar{\lambda}_{\tau,0} < \bar{\lambda}_{\tau} < \bar{\lambda}_p$:

$$\chi_{\tau} = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\bar{\lambda}_{\tau} - \bar{\lambda}_{\tau,0}}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{\tau,0}} \right)^{\eta} = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{1,162 - 0,4}{1,37 - 0,4} \right)^1 = 0,529.$$

Характеристическое касательное напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.12):

$$\tau_{x\theta, Rk} = \chi_{\tau} \cdot f_{yk} / \sqrt{3} = 0,529 \cdot 185 / \sqrt{3} = 56,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное касательное напряжение при потере продольной устойчивости определяется по Формуле (8.11):

$$\tau_{x\theta, Rd} = \tau_{x\theta, Rk} / \gamma_{M1} = 56,5 / 1,1 = 51,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверка для касательного напряжения выполняется по Формуле (8.18):

$$\tau_{x\theta, Ed} = 2,54 \text{ Н/мм}^2 < \tau_{x\theta, Rd} = 51,4 \text{ Н/мм}^2$$

Поскольку в данном примере есть три составляющих мембранных напряжений при потере устойчивости, то выполняется проверка для сложного напряженного состояния по 8.5.3(3) СН РК EN 1993-1-6.

Параметры взаимодействия при продольном изгибе определяются по Формулам (D.46) - (D.49) Пункта D.1.6 Приложения D СН РК EN 1993-1-6:

$$k_x = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_x = 1,25 + 0,75 \cdot 0,764 = 1,823 ;$$

$$k_{\theta} = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_{\theta} = 1,25 + 0,75 \cdot 0,031 = 1,273 ;$$

$$k_{\tau} = 1,75 + 0,25 \cdot \chi_{\tau} = 1,75 + 0,25 \cdot 0,529 = 1,882 ;$$

$$k_i = (\chi_x \cdot \chi_{\theta})^2 = (0,764 \cdot 0,031)^2 = 0,001.$$

Проверка для сложного напряженного состояния выполняется по Формуле (8.19) в 8.5.3(3) СН РК EN 1993-1-6:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_{\theta}} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_{\tau}} = \left(\frac{41,65}{128,5}\right)^{1,823} - 0,001 \cdot \left(\frac{41,65}{128,5}\right) \times$$

$$\times \left(\frac{4,58}{5,2}\right) + \left(\frac{4,58}{5,2}\right)^{1,273} + \left(\frac{2,54}{51,4}\right)^{1,882} = 0,984 < 1,0$$

Условие Формулы (8.19) выполняется, следовательно, устойчивость стенки оболочки трубы на отметке 16.490 м обеспечена.

Для других сечений цилиндрической части ствола дымовой трубы проверка предельного состояния по потере продольной устойчивости (LS3) выполняется аналогично.

Проверки прочности и устойчивости для конической части трубы, проверки в случае изменения толщины стенки оболочки по длине цилиндра, а также расчет колец жесткости выполняется в соответствии с требованиями СН РК EN 1993-1-6 и пособия НТП РК 03-01-6.1-2011 к нему.

Кроме приведенного в данном примере расчета дымовой трубы на действие турбулентного ветра, необходимо выполнять расчет трубы на вихревое возбуждение (резонанс). Ветровая нагрузка вследствие вихревого возбуждения определяется по требованиям Подраздела Е.1 Приложения Е СН РК EN 1991-1-4.

Величину отклонения верха дымовой трубы можно определить по формулам Подраздела В.4 Приложения В СН РК EN 1991-1-4, если она не была получена при расчете трубы на компьютере.

УДК 624.97.014.2

МКС 91.010

Ключевые слова: Несущие конструкции, стальные башни, мачты и дымовые трубы , ветровая нагрузка, характеристические значения

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 03-03-1.1(2.1)-2012
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. БОЛАТ МҰНАРАЛАР,
ДІҢГЕКТЕР ЖӘНЕ ТҮТІН МҰРЖАЛАРЫ 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 03-03-1.1(2.1)-2012
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ. СТАЛЬНЫЕ БАШНИ, МАЧТЫ И ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная