

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

---

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

## **ӨНЕРКӘСІПТІК КӘСІПОРЫНДАРДЫҢ ИМАРАТТАРЫ**

---

## **СООРУЖЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ**

**ҚР ЕЖ 3.02-128-2012**

**СП РК 3.02-128-2012**

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

## ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1. РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ЗЦ АТСЭ»
- 2. ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3. УТВЕРЖДЕН (Ы)  
И ВВЕДЕН В  
ДЕЙСТВИЕ :** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

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

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

## МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР .....	1
3 ТЕРМИНДЕР ЖӘНЕ АНЫҚТАМАЛАР.....	2
4 ИМАРАТТАРДЫҢ ҚАУІПСІЗДІГІН ҚАМТАМАСЫЗ ЕТУ БОЙЫНША ОҢТАЙЛЫ ҚҰРЫЛЫСТЫҚ ШЕШІМДЕР. ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР.....	2
5 ЖЕРАСТЫЛЫҚ ИМАРАТТАРЫН ЖОБАЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	5
6 СҰЙЫҚТЫҚТАР МЕН ГАЗДАРҒА АРНАЛҒАН СҰЙЫМДЫЛЫҚ ИМАРАТТАРЫН ЖОБАЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	24
7 СУСЫМАЛЫ МАТЕРИАЛДАРҒА АРНАЛҒАН СҰЙЫМДЫЛЫҚ ИМАРАТТАРЫН ЖОБАЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	27
8 ЖЕРҮСТІЛІК ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	43
9 БИІК ИМАРАТТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕЖЕЛЕРІ .....	55
10 МҮГЕДЕКТЕР МЕН ХАЛЫҚТЫҢ ҚИМЫЛЫ ШЕКТЕУЛІ ТОПТАРЫНЫҢ ЕҢБЕГІН ПАЙДАЛАНУДЫҢ ЕРЕЖЕЛЕРІ.....	74
А ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Топырақтың қысымын анықтау.....	75
Б ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Конструкциялар мен жабдықтарды бекітуге арналған анкерлік бұрандалар.....	84
В ҚОСЫМШАСЫ ( <i>ақпараттық</i> ) Негізгі әріптік белгілер.....	90

## **КІРІСПЕ**

Осы ережелер жинағы Қазақстан Республикасының аумағында техникалық нормалау жүйесін дамытуға және ережелер жинағының қолайлы құрылыс шешімдерін ғимараттар мен имараттардың қауіпсіздігі, беріктілікті көтеру, адам денсаулығын қорғау, қоршаған ортаны қорғау бойынша сапалы сипатты нақты мақсаттардың функционалдық деңгейімен үйлестіру, Қазақстан Республикасының құрылыс нормаларының талаптарын дамыту үшін әрекет ететін, ұсыныс беретін сипаттағы құжат болып табылады.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**  
**СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

---

**ӨНЕРКӘСІПТІК КӘСІПОРЫНДАРДЫҢ ИМАРАТТАРЫ**  
**СООРУЖЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ**

---

Енгізілген күні – 2015-07-01

**1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ**

1.1 Осы ережелер жиынтығы техникалық реттеуші объектілердің – өндіріс аумақтарында орналасатын өндірісті кәсіпорындар құрылысын жобалаудағы тиісті құрылыс нормаларын дамыту мақсатында жасалған.

1.2 Ережелер жиынтығында мемлекеттік нормативтер талаптарының міндетті түрде сақталуын қамтамасыз етуге және қоғамның қажеттіліктерін қанағаттандыруға ықпал ететін ресми танылған, тәжірибе барысында ақталған ұсынымдық ережелер және қолдануға болатын құрылыстық шешімдер қарастырылған.

Құрылыстар мен олардың бөліктерінің көлемдік-жобалау және конструктивтік шешімдері ҚР ҚН 3.02-28 талаптарын орындаудың жалғыз әдісі болып табылмайды.

1.3 Осы ережелер жиынтығы жаңа өнеркәсіптік имараттарын жобалау мен реконструкциялауға қолданылады. Имараттар келесі топтарға жатқызылған:

- Жерастылық құрылыстары. Тіреуіш қабырғалар. Жертөлелер. Туннельдер және арналар. Су ағызу құдығы.
- Сұйықтықтар мен газдарға арналған сыйымдылықтар құрылысы. Мұнай және мұнай өнімдеріне арналған қазандықтар. Газгольдерлер.
- Сусымалы материалдарға арналған сыйымдылықтар құрылысы. Қамба. Бункерлер. Сусымалы материалдарды сақтауға арналған силостар мен силосты қораптар. Коксхимия зауыттарының көмір мұнаралары.
- Жерүстілік имараттар. Толтырусыз үлдіріктер (этажеркалар) мен алаңдар. Ашық кран эстакадалары. Жеке тұрғызылған тіреулер және технологиялық құбыржолдарының эстакадалары. Галереялар мен эстакадалар. Жүк түсіретін темір жол эстакадалары.
- Биік құрылыстар. Градирнялар. Пайдалы қазбалар өндіретін өнеркәсіптердің мұнаралық шойын тоқпақтары. Түтін мұржалары. Ауа сорғыш мұнаралар. Суқыспақты мұнаралар.

**2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР**

Осы ережелер жинағында келесі нормативтік құқықтық актілер мен нормативтік-техникалық құжаттарға сілтемелер қолданылған:

Қазақстан Республикасы Үкіметінің 2010 жылғы 6-қазандағы №795 қаулысымен бекітілген «Өндірістік объектілердің санитарлық-қорғау аумақтарын құру бойынша санитарлық-эпидемиологиялық талаптар» санитарлық талаптары.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері» Ұлттық қосымшасымен

## ҚР ЕЖ 3.02-128-2012

ҚР ҚН EN 1991:2011 «Негізгі конструкцияларға келетін әсерлер» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН EN 1992:2011 «Темірбетон конструкцияларын жобалау» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН EN 1993:2011 «Құрышты конструкцияларды жобалау» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН EN 1994:2011 «Құрышты темірбетонды конструкцияларды жобалау» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН EN 1996:2011 «Тасты конструкцияларды жобалау» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН EN 1997:2011 «Геотехникалық жобалау» ұлттық қосымшасымен.

ҚР ҚН 2.02-03-2012 Мұнай және мұнай өнімдерінің қоймалары. Өртке қарсы нормалар.

ҚР ҚН 2.04-01-2011 Табиғи және жасанды жарықтандыру.

СН РК 2.04-21-2004 Азаматтық ғимараттардың энергия тұтынуы және жылулық қорғауы.

ҚР ҚН 3.01-03-2011 Өнеркәсіптік кәсіпорындардың бас жоспарлары.

ҚР ҚН 3.02-28-2011 Өнеркәсіптік кәсіпорындар имараттары.

ҚР ҚН 3.03-12-2013 Көпірлер және құбырлар.

ҚР ҚН 3.03-14-2014 Темір жолдар.

ҚР ҚН 4.01-03-2013 Сумен жабдықтау мен кәріздің сыртқы желілері және имараттары.

ҚР НТҚ 07-01.7-2012 Топырақ анкерлерін жобалау.

МемСТ 9238-83 Құрылыстардың у және колеясы 1520 (1524) мм болатын темір жолдың жылжымалы құрамдарының жақындасу габариттері.

МемСТ 25772-83 Құрышты баспалдақтардың, балкондардың және шатырлардың қоршаулары. Жалпы техникалық шарттар.

МемСТ 12.2.022-80 Конвейерлер. Жалпы қауіпсіздік талаптары.

МемСТ 8486-86 қылқан тұқымды ағаш материалдары.

DIN 18122-2-2000 Құрылыс топырақтары: топырақ үлгісін зерттеу. Қалыпты шегі (консистенциясының шегі). 2-бөлім: Шөгү шегін анықтау.

DIN 18195-1-10 Құрылыс конструкцияларын оқшаулау.

DIN 4022-1 Құрылыс топырақтары және жерастылық сулары. Топырақтар мен тастақтардың атаулары мен сипаттамалары, тұтас ойықтар мен қисаюларсыз бұрғылау үшін қабаттар көрсеткіштерін қалыптастыру.

ЕСКЕРТПЕ Осы ережелер жинағын пайдалану кезінде сілтемелік құжаттардың әрекетін ағынды жыл жағдайы бойынша жасалатын және ай сайын шығарылатын ақпараттық бюллетень-журналға сай келетін ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында әрекет ететін сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізбесі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттарының көрсеткіші», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі мемлекетаралық нормативтік құжаттарының көрсеткіші» каталогтары бойынша тексеру мақсатқа сай келеді. Егер сілтемелік құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативтерді пайдалану кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтемелік құжат ауыстырылмай алынып тасталған болса, онда оған сілтеме жасалған ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлікте қолданылады.

### 3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы ережелер жинағында Қазақстан Республикасының «Қазақстан Республикасындағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс қызметі туралы» заңында, ҚР ҚН 3.02-28 берілген, тиісті анықтамалары бар терминдер пайдаланылды:

**3.1 Антресоль:** Өртүрлі мақсаттағы (өндірістік, әкімшілік-тұрмыстық немесе мнженерлік жабдыққа арналған) үй-жайлар орналасқан ғимарат ішіндегі алаң.

**3.2 Жерүстілік қабат:** Үй-жайдың еденін белгілеген кезде жердің жоспарлық белгісінен төмен емес қабат.

**3.3 Рампа:** Жүк тиеу-жүк түсіру жұмыстары өндірісіне арналған имараттар. Рампа бір жағынан қойма қабырғасына жалғасқан, екінші жағынан теміржолды (теміржолды рампа) жағалай немесе автоподъезде (автокөліктік рампа) орналасқан. Рампа қойманың ішінде орналасуы мүмкін. Рампаның еден дәрежесіндегі биіктігі көлік түрімен анықталады.

**3.4 Терминал:** Кірісті, шығысты және ішкі дүрмекті қосатын, қоймада жүктің ең қолайлы орналасуын және автоматтандырылған басқарудың сыртқы ортамен өзара байланысын қарастыратын қоймалық мақсаттағы имараттар.

**3.5 Докшелтер:** Қойма үй-жайының қабырғасы және көлік құралы қорабының арасындағы ойылған орынның герметизация жүйесі.

**3.6 Имарат:** Біріншіден техникалық процестердің массасына қызмет көрсететін құрылыс конструкцияларының жерүстілік, жер бетіндегі немесе жерастылық жүйесі.

**3.7 Ысыру құдығы:** Топыраққа батыратын қуыс цилиндр қабықша (көбінесе жоспарда дөңгелек болып келеді). Ысыру құдықтары көбінесе топырақтың астыңғы, айтарлықтай берік қабаттарына қысым беретін терең тіректерді орналастыру, топыраққа тереңдетілген үй-жайлардың құрылысын салу үшін қолданылады. Тәсіру құдықтарына материалдары ретінде көп жағдайда темірбетон (жиналмалы немесе монолиттік) қабылданады. Түсіру құдықтарының қабырғалары вертикаль тегіс немесе оны топыраққа батыруды жеңілдететіндей іш жағынан төмен қарай еңісі бар текшелі болады.

**3.8 Жертөле (жертөлелеік қабат):** Үй-жайдың еденін белгілеген кезде жердің жоспарлық белгісінен үй-жайдың биіктігінің жартысынан асатын қабат.

**3.9 Қамба:** Астықты, ұнды және басқа да сусымалы (бор, әк, минералдық тыңайтқыштар ж.т.б.) және даналық материалдарды сақтауға арналған ағаш жәшік түріндегі астық қоймасында, қамбадағы немесе қоймадағы қоршалған бөлім.

**3.10 Бункер:** Уақытша сақтауға және еспе материалдардың артық мөлшерде тиеуіне арналған, жоспарда енжарман минималды шамасынан аспайтын тік бөліктің биіктігі бар, өздігінен жүк түсіретін кеңдік құрылысы. Бункерлер отынның, шикізаттың, жартылай фабрикалардың немесе дайын өнімдердің жіберілу мен таратылуының әртүрлілігін теңгереді.

**3.11 Конвейерная галерея:** Әдетте, ғимараттар арасында орналасқан, көбіне үлкен ұзындықты, жерүстілік горизонталь немесе еңісті көпірлік типтес болып келетін имарат.

**3.12 Галереялар:** Аралық құрылыстар мен тіреулерден тұрады. Аралық құрылыстың ішінде еспе материалдарын тасымалдау үшін ленталы конвейер орналасады. Аралық құрылыста, керектілігіне қарай, әртүрлі мақсаттағы технологиялық байланыстар да орналасуы мүмкін.

**3.13 Градирня:** Су энергетикалық және өндірістік агрегатан көп мөлшердегі жылуды бұрып беретін құрал болып табылатын және айналымдық су жабдықтау жүйесінде суды салқындатуға арналған құрылыс. Салқындату қағидаты градирнядан өтетін су жұқа немесе тамшылы қабықшаға бөлінуден тұрады, соның арқасында салқындатудың беті артады және ауамен желдетіледі.

#### **4 ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ ҚАУІПСІЗДІГІН ҚАМТАМАСЫЗ ЕТУГЕ ҚОЛДАНЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТЫҚ ШЕШІМДЕР. ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР**

##### **4.1 Жобалау кезінде:**

- құрылысты тұтастай алғанда, сондай-ақ оның жекелеген бөлшектерін салудың және пайдаланудың барлық сатысында (дайындау, монтаждау) оның беріктігін және кеңістіктегі нақтылығын қамтамасыз ететін құрылымдық кестелерді қабылдауды;

- құрылыстың аяқталған жылына қатысты құрылыстың жалпы құны мен оны пайдалану құнын ескере отырып, жұмсалған шығындар бойынша тиімді құрылымдық шешімдер қабылдауды;

- типтік құрастырмалар мен бұйымдарды, оның ішінде ғимараттар мен өзге де құрылыстар үшін жасалған типтік жиналмалы темірбетон конструкцияларын қолдануды;

- техникалық регламенттер мен қауіпсіздік ережелерінің талаптарына сәйкес конструкция материалдарын таңдап алуды;

- бір алаңға орналастырылатын құрылыстар үшін құрылыс заттары мен материалдарын таңдау барысында жалпыаландық үйлестіру талаптарын сақтауды;

- ғимараттардың қоршау әрлеу және бояу материалдарын оның айналасындағы құрылыстардың сәулетімен үйлестіруді;

- түгін мұржалары мен ауа сору мұнараларынан шығатын қалдықтардан, мұнай және мұнай өнімдерінің булануынан, сондай-ақ қазандықтар мен құбырлардың тесілген жерлерінен аққан сұйықтықтардың жерге сіңген өнімдерінен атмосфераның ластануын азайтуға қатысты шаралар қолдана отырып қоршаған ортаны қорғау талаптарын сақтауды ескеру керек.

**4.2** Ғимараттарды жалпы тәртіп бойынша, көршілес ғимараттардың, құрылыстардың және өткелдердің бөліну осыне параллель етіп орналастыру қажет, сол орайда құрылыстардың бөліну осін ғимарат бағандарының үйлестірілген торына қиыстыра ұштастыру қажет.

**4.3** Технологиялық температураның жүйелі түрдегі әсері 50 °С жоғары болатын жағдайларда жұмыс істеуге арналған бетон және темірбетонды құрылыстарды жобалау барысында, «Ғимараттар, жайлар мен құрылыстарды автоматты түрдегі өрт сөндіргіш және өрт дабылқакқыштармен, өрт кезінде адамдарды хабарландыру және оларды эвакуациялауды ұйымдастыру жүйелерімен жабдықтау талаптары туралы» техникалық регламент талаптарына сәйкес, температураның әсер етуін есептеу қажеттілігінің талаптарын сақтау керек.

**4.4** Жаяу жүргіншілерге арналған туннельдерінің, галереялар мен эстакадалардың ұсынылатын өлшемдері:

- туннельдер мен галереялардың биіктігі жерден жоғарғы төбесіне не оны жауып тұрған төбеге дейін – кемінде 2,0 м (иілген туннельдер мен галереялар биіктігін еденге қатысты өлшеген жөн);



- туннельдер, галереялар мен эстакадалардың ені –1 метр ендік бойынша бір бағыттағы өткізу мүмкіндігі сағатына 2000 адам есебімен жасалады, бірақ 1,5 м кем емес.

4.5 Ашық жерлерде крандар мен жүк түсіруге арналған темір жол эстакадаларын жобалаған кезде, жұмысшыларды ауа райының қолайсыз әсерінен қорғайтын бөлмелерді салуды қарастыру ұсынылады. Мұндай мақсаттарда көршілес ғимараттардың немесе эстакадаға шекаралас ғимараттардың бөлмелерін пайдалануға болады, егер осы бөлмелердің жұмыс орнынан қашықтығы 300 метрден аспайтын болса, бөлмелер қолданыстағы өрт қауіпсіздігі нормаларының талаптарына сәйкес келуі тиіс.

4.6 Жүк түсіруге арналған темір жол эстакадасының, ашақ алаңдағы кран эстакадасының, ауа сорғыш мұнаралардың және өзге құрылыстардың еден төсемін адам жүрген кезде тайып кету жағдайларын болдырмауды (болат төсемдер болған жағдайда үстіне торларды орналастыруды қарастыру) және жауын және еріген сулардың ағып кетуін қамтамасыз етуді ескере отырып жобалау керек (ағаш төсем болған жағдайда тақтайшалардың арасы 20 мм болуы тиіс).

4.7 Бетонның суыққа және су сіңбейтін жобалық маркасы, құрылысты пайдалану барысында туындайтын температуралық режимге, қыс кезіндегі құрылыс аумағындағы сыртқы температура есебінің маңызына байланысты бекітіледі және 1-кестеге сәйкес қолданылады.

**1-кесте – Бетонның суыққа және су сіңбейтін жобалық маркасы температуралық тәртіпке байланысты белгіленеді**

Айнымалы қату және еру барысында конструкцияларды пайдалану шарттары	Қыс кезіндегі сыртқы температура есебі, °C	Бетон маркасы, көрсетілгеннен төмен емес					
		Суыққа төзімділігі бойынша			Су сіңіргіштігі бойынша		
		Құрылыс санаты					
		I	II	III	I	II	III
1	2	3	4	5	6	7	8
Суға қанық жағдайда (мысалы, конструкцияның топырақтың мезгіл бойынша еритін мәңгі қатып қалған аймақта орналасуы)	-40-тан төмен	F300	F200	F150	W 6	W 4	W 2
	-20 -40-тан төмен	F200	F150	F100	W 4	W 2	норма ланбағ ан
	-5-20-ны қоса алғанда төмен	F150	F100	F 75	W 2	нормаланбай ды	
	5 және одан жоғары	F100	F75	F50	нормаланбайды		

1-кесте (жалғасы)

Эпизодиялық суға қанық жағдайларда (мысалы, атмосфералық әсерге ұдайы ұшырайтын жер үстіндегі конструкциялар)	-40-тан төмен	F200	F150	F100	W4	W2	норма ланбай ды
	-20 -40-тан төмен қоса алғанда	F100	F 75	F 50	W2	нормаланбайды	
	-5-20-ны қоса алғанда төмен	F75	F50	F35*	нормаланбайды		
	-5 және одан жоғары	F50	F35*	F25*	нормаланбайды		
Эпизодиялық суға қанық болмаған кездегі ылғалды ауа жағдайларында (мысалы, қоршаған ауаның әсеріне ұдайы ұшырайтын, бірақ атмосфералық ыстардан қорғалған)	-40-тан төмен	F150	F100	F 75	W 4	W 2	норма ланбай ды
	-20 -40-тан төмен қоса алғанда	F 75	F 50	F 35*	нормаланбайды		
	-5-20-ны қоса алғанда төмен	F 50	F 35*	F 25*	нормаланбайды		
	-5 және одан жоғары	F 35*	F 25*	F 15**	нормаланбайды		
* Ауыр және майда тасты бетонның суыққа төзімділігінің маркасы нормаланбайды;							
** Ауыр, майда тасты және жеңіл бетондардың суыққа төзімділігінің маркасы нормаланбайды							

ЕСКЕРТПЕ Жылдың суық мезгілдеріндегі сыртқы температура кезінде құрылыс аумағындағы ең суық бес күннің есебі бойынша ҚР ҚН 2.04-21 талабына сәйкес жүргізіледі.

4.8 Ашық құрылыстардың болат тіреуінің тіреуші плитасының табанын жер бетінің жоғарғы бөлігінің болжамды белгісіне орналастыру ұсынылады, бірақ 150 мм аспауы тиіс.

4.9 Құрылыс конструкциялары мен технологиялық жабдықтарды сыртқы ауа температурасы 65°C қоса алғанда және іргетас бетонының 50 °C дейін қызуы кезінде пайдалану мүмкіндігін ескере отырып бетон және темірбетон конструкцияларына анкерлік бұрандалармен, Б қосымшасының талабына сәйкес бекіту қажет (іргетастарға, салмақты еденге, қабырғаларға және т.б.).

Тиісті негіздемелер болған жағдайларда құрылғыларды іргетастарға басқа да әдістермен бекітуге рұқсат етіледі (мысалы, дірілді басқаштарға, желңмдерге және т.б.).

4.10 Түтін мұржаларын, ауа сору мұнарасын, градирналарды және өзге де биік құрылыстарды ғимараттардың көбінесе адам жүрмейтін ұзын қабырғалары жағынан орналастыру қажет. Жарық түсетін ойығы бар ғимараттар қабырғасынан мұндай құрылыстар олардың диаметрінен кем емес арақашықтықта немесе ғимараттың қасбетіне қараған бөлігінің ұзындығына қатысты, өрке қарсы және санитарлық-гигиеналық талаптарды сақтай отырып орналастырылуы тиіс.

## 5 ЖЕРАСТЫЛЫҚ ҚҰРЫЛЫСТАРЫН ЖОБАЛАУ ТӘРТІБІ

### 5.1 Тіреуші қабырғалар

5.1.1 Егер нақты құламаны қалыптастыру мүмкін болмаса, тіреуші қабырғалар топырақтың немесе өзге де сусымалы материалдардың талап етілген жағдайында қалуын қамтамасыз етеді.

Осы бөлімдегі ережелерді өндірістік кәсіпорындардың, қалалардың және ауылдардың, сонымен қатар кіре беріс және алаң ішіндегі темір жол және автокөлік жолдарының аумағындағы табиғи негіздемелер үстіне салынатын жеке тіреуші қабырғаларды жобалау барысында сақталуға жатады.

ЕСКЕРТПЕ Бұл ереже гидротехникалық және магистралдық жолдар құрылысының тіреуші қабырғаларына қолданылмайды.

5.1.2 Тіреуші қабырғаларды жұқа қабырғалы бұрыштық темірбетон профилінен, сондай-ақ контрфорстардан жобалау ұсынылады.

Анкерлік тарту күші бар қабырғалар, топыраққа анкерленуінің беріктігіне және осындай анкерленуінің анкерлік тартқыштарға түсіретін күшіне төтеп беретіндігіне тексерілуі тиіс. Мұндай тарту күші қабырға бойын бойлай ор қазуға, коммуникацияларды тартуға ж.т.б. кедергі келтіреді.

Көлемді тіреуші қабырғаларды бетоннан, бутобетоннан, арнайы техникалық-экономикалық негіздеме бойынша жобалауға рұқсат етіледі.

Бұрыштық профильдегі тіреуші қабырғалардың алғашқы өлшемі: іргетас плитасының толық ені  $B = 0,7 - 1H$ , мұнда  $H$  – қабырғаның толық биіктігі; іргетас плитасының сыртқа шығу шегі плитаның беткі қабатынан  $b = 0,2 \div 0,3 B$ , біріктірілген жердегі плита қасбетінің қалыңдығы  $\delta = 0,06 \div 0,08H$ .

Іргетас қабырғаларының топырақ бетінен жерге батырылу тереңдігі төменгі жағынан тіреуіштің биіктігіне, салмағына және тасты емес топырақ жерде кемінде 0,6 м және тастақ жерде кем дегенде 0,3 м тереңдікте, сондай-ақ DIN 4022-1, DIN 18122-2 талаптарына сәйкес жасалады.

5.1.3 Ұзына бойына тіреуіш қабырғаның табаны тігінен немесе кемінде 0,02 еңіспен орналастыру қажет. Қатты еңіс болған жағдайда іргетас табаны саты түрінде орындалады.

Тікелей бойына тіреуіш қабырғаның табаны тігінен немесе оны көму жағына қарай 0,125 еңіспен орналастырылады.

5.1.4 Құрылымдық армированиясы жоқ монолитті бутонбетонды және бетонды тіреуіш қабырғалардағы температуралық-усадочның тігістер арасын 10м аспайтындай етіп, конструктивті армированиясы бар монолитті бетондық конструкцияларда – 20м, монолитті және жиналмалы-монолитті конструкцияларды – 25м және жиналмалы темірбетон конструкцияларында 30 м болып қабылданады.

Температуралық-усадочный тігістер арасын конструкциялар есебін тексере отырып арттыруға рұқсат етілеті.

5.1.5 Ауыр жүк көліктерінің рампалары үшін тіркеуші қабырғалардың автокөліктер кіретін жағының биіктігі жол өткелінің беткі қабатының деңгейінен немесе жүк арту, түсіру алаңы деңгейінен 1,2 м тең болуы тиіс.

Темір жолдағы жолаушылар және жүк рампасына арналған тіреуші қабырғалардың биіктігі рельс басының деңгейінен 1520мм сораптар үшін 1,1 метрге, 750 мм сораптар үшін 0,75 метрге тең болуы тиіс.

5.1.6 Жаяу жүргіншілер өтуі мүмкін болатын жерлерде, тіреуіш қабырғалар биіктігі 1м болатын қоршаумен қоршалуы тиіс.

Тіреуіш қабырғаларды бойлай автокөлік жолдары орналастырылған жағдайда, оның маңынан ені кем дегенде 0,75 м, жағалай биіктігі 0,4 м болатын тастармен қаланған тротуар қарастырылуы тиіс.

5.1.7 Тіреуші қабырғалар қойнауын кері толтыру барысында жергілікті ұштастырушы топырақты – құмдақ және сазды топырақты пайдалануға болады. Кері толтыру кезінде ауыр және созылмалы лайды, сондай-ақ салмағы 5 % артық органикалық және ерітінді қоспасы бар топырақты қолдануға болмайды. Толтырылған топырақты тығыздау керек.

5.1.8 Тіркеуші қабырғаның көмілген жағындағы бетінің гидроорамдық қорғанысын битумдық қоспамен немесе мастикамен DIN 18195-1-10 сәйкес сырлау әдісі арқылы жасау ұсынылады.

Тіреуші қабырғалар ғимараттан тыс орналасқан жағдайда топырақтың тапталған жағынан тастан, шағалдан немесе гравиядан еңістің 0,04 етіп қабырғаға жанастыра суағызатын құрылғыны жобалау қажет. Тіреуші қабырғада әрбір 3-6 метр сайын дренаждан суды ағызуға арналған тсіктер қарастырылуы тиіс.

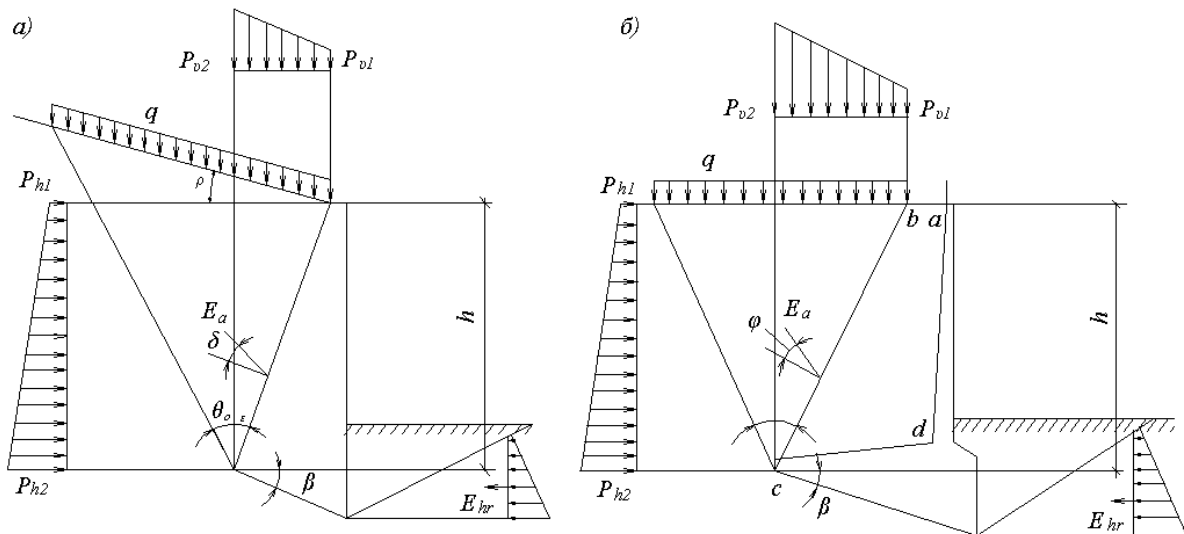
5.1.9 Тегіс емес учаскелерде атмосфералық суларды ағызуды су жиналатын ұра орналастырылуы тиіс.

5.1.10 Тіреуіш қабырғаның топыраққа түсіретін қысымын А қосымшасына сәйкес анықтау қажет.

Бұрыштық тіркеуші қабырғаның топыраққа түсіретін белсенді қысымын қабырға артында клин түріндегі симметриялы (ал артқы қысқа консольда-симметриялы емес) шытынаған призманың пайда болуына орай анықтауға болады. Мұндай жағдайда топыраққа түсетін қысым  $\theta_0$  бұрышының көлденең жатқызылған еңіс бетке әсер етуімен қабылданады.  $abcd$  контурындағы топырақ салмағы қабырғаның салмағына қосылады (1-сурет).

Бұрыштық тіреуші қабырғалар есебі, көлемді  $\varepsilon = \theta_0$  и  $\delta = \varphi$  сияқты қабылдай отырып жүзеге асырылады.

Артқы қысқа консольда, ұмаждалу призмасының беті қабырғаның артқы шегін қиып өткен кезде, топыраққа түсетін қысымды  $a$  және  $i$  нүктесі арқылы өтетін ншартты түрдегі еңіске қатысты қолдануға болады, егер қабырғаның жоғарғы бетінен ұмаждалу бетінің қиылысатын жері  $0,25h$  болса, мұнда  $h$  – қабырға биіктігі (топырақ бетінен табанына дейін). Ұмаждалу беті қабырғаны  $0,25h$  төмен қиятын болса, топыраққа түсетін қысымды тік учаске мен ұмаждалу призмасының еңіс шегі үшін бөлек бөлек анықтау қажет болады.



**1 сурет. Тіреуші қабырғалардың есептік схемасы**

$a$  - массивті;  $b$  - бұрыштық профилді

5.1.11 Толтырылған ойық жер бетінің салмағы біркелкі болған кездегі топыраққа түсетін барынша салмақ  $q$ , егер түсетін салмақ тұрақты жағдайда болмаса, осы салмақты тұтастай ұмаждалу призмасының аясына орналастыру деп анықтау қажет.

5.1.12 Тіреуші қабырғаларды бірінші топтағы шекті жағдай бойынша есептегенде (тіреу қабілеттігі) келесі есептемелерді орындау қажет:

- қабырға қалпының жылжып кетуге, құлауға және бұрылуға төтеп беруі;
- тіреуші қабырға табанындағы топырақ негізінің (тасты емес топырақ үшін) мықтылығы;
- тастақты негіздердің мықтылығы;
- жалғанған жерлердің конструкциясының бөлшектері мен элементтерінің мықтылығы (құрама тіреуші қабырға үшін, анкерлі және тіреуші элементтер үшін).

Екінші топтағы шекті жағдайлар бойынша есептеме жасау барысында (пайдалануға жарамдылығы бойынша) келесілерге тексеру жүргізу қажет:

- деформациялау шегінің мүмкін болатын негіздері;
- темірбетон элементтерінің жарылған жерлерінің мүмкін болатын үлкендігі.

Қажет болған жағдайларда негіздердің фильтрацияға төзімділігіне тексеру жүргізіледі.

5.1.13 Қабырға қалпының жылжып кетуге қарсылығын есептеуді қабырға табаны бойынша (тегіс жылжыма) және сырғанау бетіндегі сынықтармен (терең жылжу) мына шартпен жүргізген жөн:

$$F_{sa} \leq (\gamma_c / \gamma_n) F_{sr}, \quad (1)$$

мұнда  $F_{sa}$  – көлденең бетке түсетін барлық қозғалғыш күштер проекциясының соммасына тең болатын қозғалтқыш күші:

$$F_{sa} = \frac{h}{2} (p_{h1} + p_{h2}); \quad (2)$$

$\gamma_c$  – шаң түріндегісінен басқа құмдар үшін  $\gamma_c=1$ , шаңды құмдар, шаңды-сазды топырақтың тұрақты жағдайында  $\gamma_c=0,9$ , шаңды құмдар, шаңды-сазды топырақтың тұрақсыз жағдайында  $\gamma_c=0,85$  қатысты қолданылатын жұмыс шарттарының коэффициенті; тасты топырақтар үшін:

желдетілетін және әлсіз желдетілетін  $\gamma_c = 1$ ;

желдетілетін  $\gamma_c = 0,9$ ;

қатты желдетілетін  $\gamma_c = 0,8$ ;

$\gamma_n$  - 1,2 қолданылатын, құрылыстың түрлерінің беріктігінің коэффициенті.

1,15 және 1,1 «Конструкцияларды жобалау кезіндегі ғимараттар мен құрылыстардың жауаптылық деңгейін есептеу Ережесіне» сәйкес бекітілген I, II және III сыныпты ғимараттар мен құрылыстар үшін;

$F_{sr}$  – көлденең беттегі барлық тіреуші күштер проекциясының сомасына тең болатын тежеуші күш:

$$F_{sr} = F_v \tan(\varphi_1 - \beta) + A c_1 + E_{hr}, \quad (3)$$

мұнда  $F_v$  – көлденең бетке түсетін барлық күштер проекциясының сомасы;

$\beta$  - көлденең ығысудың жер бетіне қатысты еңістігі;

$A$  – қабырға табанының алаңы;

$E_{hr}$  – мүмкін болатын ығысуды ескере отырып қабырға табанның алдыңғы шекарасы арқылы өткізілген топырақтың әлсіз қарсылығын вертикалды беттің қиылысатын тереңдігіне дейін есептеу керек.

Тіреуші қабырғалардың ығысуға қарсылығын есептеу кезінде үш мазмұнды бұрыш үшін  $\beta$ :  $\beta = 0$  – көлденең ығысу,  $\beta = 0,5\varphi_1$  және  $\beta = \varphi_1$  – терең ығысу.

Қабырға, табаны бойынша ығысқан жағдайда ( $\beta = 0$ ) топырақтың есептік сипаттамасы  $\varphi_1$  және  $c_1$  формуласында (3)  $30^\circ$  көп емес болып қабылданады,  $c_1$  үшін ол 5 кПа ( $0,5 \text{ тс/м}^2$ ) артық емес, ал топырақтың әлсіз қарсылығы  $\lambda_{hr} = 1$  болады.

5.1.14 Тіреуші қабырғалардың тастақ жерлердегі ығысуға қарсылығын (1) шарт бойынша тексеру керек, онда  $F_{sr}$  мына формула бойынша анықталады:

$$F_{sr} = F_v f + E_{hr}, \quad (4)$$

мұнда  $F_v$ ,  $E_{hr}$  – мазмұны (3) формуладағыдай;

$f$  – сынақ қорытындысы бойынша қабылданған, бірақ 0,65 артық емес, қабырға табанының тастақ жерлердегі үйкелу коэффициенті.

5.1.15 Қабырға табанының астындағы топырақ негіздерінің тұрақтылығының есебін келесі шарттарды ескере отырып есептеу керек:

$$F_v \leq (\gamma_c / \gamma_n) N_u, \quad (5)$$

мұнда  $\gamma_c, \gamma_n$  - )1) формаладағыдай мазмұнды білдіреді

$N_u$  - DIN 18122-2 сәйкес анықталатын, негіздің қарсылығының вертикалды шекті күші.

5.1.16 Бұрыштық профилдік тіреуші қабырғаның элементтеріндегі есептік күшті анықтау кезінде (қалыпты және қарама-қайшы күштердің майысу сәттері) топыраққа көлденең түсетін  $p_h$  жүктеменің қарқындылығы, ұмаждалу призмасының шегінің жоғары бөлігінде орналасатын кезеңдік салмақты есепке ала отырып, қабырғаның артқы бетіне тікелей әсер етуші ретінде қабылдануы тиіс, ал тіреуші қабырғаның тікелей табанында орналасатын вертикалды жүктеменің қарқындылығы  $p_v$  топырақ отвесі мен уақытша ауыртпалық – тек қана өзіне әсер ететін болып қабылдануы тиіс.

5.1.17 Деформациялау бойынша негіздемелер есебін DIN 18122-2 сәйкес топыраққа түсетін нормативті жүктемеге қатысты жүргізу керек.

Эпюра қуатын жалпы тәртіп бойынша трапециятәріздес деп қабылдау керек. Қысылған зона аумағы тіреуші қабырғаның іргетасының жалпы алаңының 75 % аспаған жағдайда, үшбұрышты қуат эпюрасының орын алуына жол беріледі.

## 5.2 Жертөлелер

5.2.1 Бұл бөлімдегі ережелерді жеке тұрған немесе қосарлас салынатын өндірістік мақсаттағы жертөлелерді жобалау барысында сақтау керек.

Жертөлелер іс жүзінде бір қабатты болуы тиіс.

5.2.2 Жертөлелерді кабель таратылатын техникалық этаждармен бірге орналастыруға болады. Егер нақты негізделген жағдайдарда көптеген кабельдік қабатты жертөлелер болуы мүмкін.

5.2.3 Жертөлелердің жобалауға ұсынылатын параметрлер мынадай:

- бірөткелді жертөлелердегі аралық – 6 немесе 7,5 м;
- көп өткелді жертөлелердегі бағандар торы – 6х6 м және 6х9 м;
- еден мен жабын плиталар қабырғасының астына дейінгі аралық – кемінде 3 м (еселенуі 0,6 м);
- кабель тарту үшін техникалық этаж биіктігі – кемінде 2,4 м;
- жертөледегі өткелдің биіктігі (таза) – кемінде 2 м.

5.2.4 Жертөледегі температуралық-шөгу жапсарлардың арасын монолитті конструкциялар кезінде 60 м және жиынтық монолиттің конструкциялар (температуралық-шөгу деформацияларына есептеусіз) кезінде 120 м етіп қарастыру қажет. Температуралық-шөгу жапсарлардың шекті арақашықтығын бекіткен кезде температуралық блоктың ортасына уақытша жапсарларды орнату қажет.

5.2.5 Жертөленің конструкциясы тұрақты және ауыспалы ұзақ мерзімді жүктемелердің келтіретін әсеріне байланысты есептелуі тиіс: жапсарларды толтыруды

есепке ала отырып темірбетонның өзіндік салмағынан бастап, еденнің өзіндік салмағының жабынға дейінгі әсері, топырақтың қабырғаларға түсіретін жүктемесі, құрал жабдықтардың және жиналған материалдардың, адамдардың, бөлшектердің және т.б. салмағының пайдалы жүктемеге қатысты біркелкі бөлінуі.

Жертөленің сыртқы қабырғалары тіреуші қабырғаларға келтірілетін шарттар бойынша, бірінші және екінші топтардағы шекті жағдайлармен есептеледі.

Жертөле едені үшін конструкциялардың терең сырғуға қарсы төзімділігінің есебі 5.1.13 бойынша  $\beta = 0,5\varphi_1$  и  $\beta = \varphi_1$  болатын болса, оны жүргізуге болмайды.

5.2.6 Өз салмағынан топырақтың тіке белсенді қысымы мен уақытша жүктемені А кестесіне сәйкес міндетті түрде анықтау қажет.

5.2.7 Жертөлеге уақытша жүктемемен бірімзетте күш түсірілген кездегі есептер, жертөлеге қарсы тараптағы борпылдақ топырақтың кері күшін есепке ала отырып жасалады, ол  $E'$  - толтырушы топырақ деформациясының модуліне байланысты анықталады, оның мәнін келесі формуламен анықтау ұсынылады

$$E' = (0,5 + 0,3h_1)\beta_1 E, \quad (6)$$

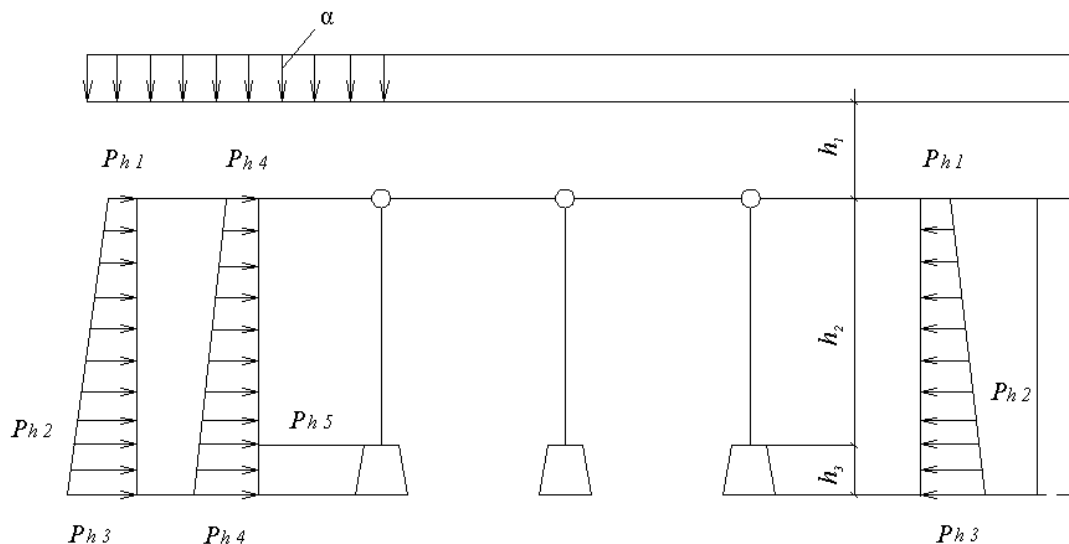
мұнда  $h_1$  – еден деңгейінен жабынды астына дейінгі арақашықтық; жақша ішіндегі мазмұн бір данадан артық қолданылмайды;

$\beta_1 = 0,7$  негіздерді топырақпен толтырғанда;

$\beta_1 = 0,9$  сол сияқты, әлсіз сығылған топырақпен;

$E$  – негіз топырағының деформациялану модулі.

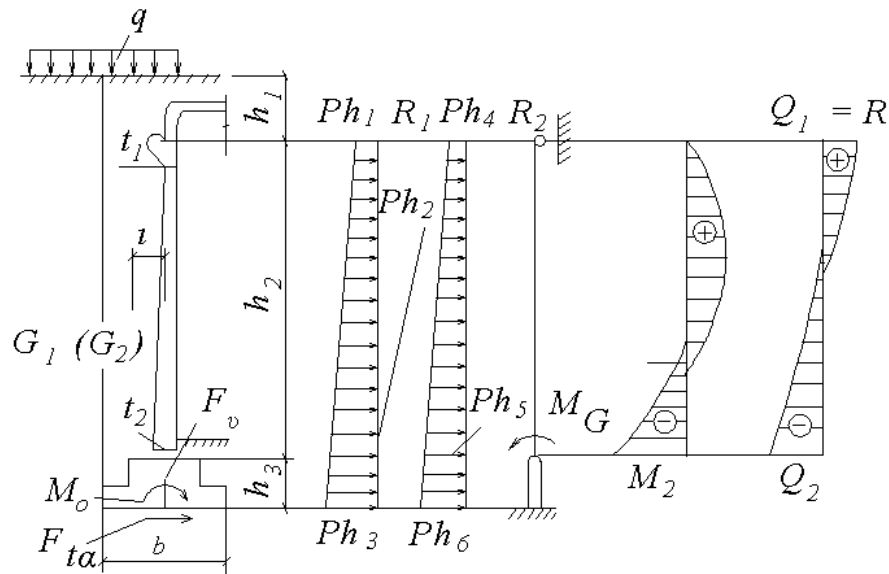
5.2.8 Жертөле конструкциясының есептік кестесіне қабырғалардан, бағандардан және оған тіреліп тұрған жабын элементтеінен тұратын көлденең рама қолданылады (2 сурет).



2-сурет – Жертөленің көлденең рамасын есептеу схемасы

5.2.9 Жертөленің көлденең рамасына кіретін қабырғасын (3-сурет)  $E$  -топырақтың деформациясының модулімен сипатталатын жоғары жағы шарнирлі тірелетін және тығыз негізге тірелетін шексіз қаттылық іргетасына қысылатын биіктікке қатысты айнымалы қаттылықтың негізі ретінде есептеу керек.





3-сурет – Жертөле қабырғаларын есептеу схемасы

5.2.10 Топырақтағы белсенді жүктемесін А-кестесі бойынша жүктемені симметриялы  $p_{h1,2,3}$  және біржақты  $p_{h4,5,6}$  бөле отырып анықтау қажет.

Қабырға ұзындығының бірлігіндегі жоғарғы тіреуіштердегі  $R$  реакциясына байланысты жертөле қабырғасына түсетін күшті, балкалық конструкция ретінде анықтау қажет.

5.2.11 Жүктеме симметриялы түрде әсер етсе  $R_1$  з келесі формула бойынша анықталады:

$$R_1 = \frac{\left[ p_{h1} \left( v_1 + \frac{1}{2} km \right) + (p_{h2} - p_{h1}) \left( v_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h^2}{1 + k} - \frac{G_1 ek}{(1 + k)(h_2 + h_3)}, \quad (7)$$

мұнда  $p_{h1}, p_{h2}, h_2, h_3$  – 3-суреттен қар.

$k$  – іргетастың бұрылуының салдарынан  $R_1$  реакциясының өзгерісін қамтитын коэффициент:

$$k = \omega E_b I_h m^2 / E b^2 h_2, \quad (8)$$

мұнда  $\omega$  – мынаған тең коэффициент:

6 – жағымды мәндер үшін  $M$  және  $Q$ ; 3 – жағымсыз мәндер үшін, сондай-ақ  $M_0$  және  $F_{sa}$  үшін (3 суретті қараңыз);

$$m = (h_2 + h_3) / h_2, \quad (9)$$

$E_b$  – бетон шымырлығының модулі;

$E$  – топырақ негізінің деформациялану модулі;

$b$  – қабырға іргетасының табанының ені;

$I_h$  – қабырғаның 1 м дейінгі бөлігіндегі инерциялану сәті, оның қабырға қалыңдығы  $t_{red}$  бойынша келесі формуламен анықталады

$$t_{red} = (2t_2 + t_1) / 3, \quad (10)$$

мұнда  $t_1$  – қабырғаның жоғарғы жағының қалыңдығы;

$t_2$  – сол сияқты, төменгі бөлігінің (іргетасқа бекітілген деігейінде);

$G_1$  – іргетастың ішкі жағына түсетін жүктеменің симметриялы орналасқан кездегі топырақ салмағы мен уақытша жүктемесінің сомасы;

$e$  – күш түсуінің эксцентриситетінің  $G_1(G_2)$  іргетас табанының ауыртпалық нүктесіне қатынасы;

$\nu_1$  и  $\nu_2$  – қабырға біктігіне қатысты қалыңдығының өзгеруін есептейтін және 2 кестеде қолданылатын коэффициент.

**2-кесте – Қабырға биіктігіне қатысты қалыңдығының өзгеруін есептеу**

$t_1/t_2$	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\nu_1$	0,375	0,357	0,346	0,335	0,321	0,303
$\nu_2$	0,1	0,092	0,088	0,083	0,076	0,069

5.2.12 Тік жүктеменің біржақты әрекеті кезінде  $R_2$  реакциясы мына формуламен анықталады:

$$R_2 = \frac{\left[ p_{h4} \left( \nu_1 + \frac{1}{2} mk \right) + (p_{h5} - p_{h4}) \left( \nu_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h^2}{1 + k + k_1} - \frac{G_2 ek}{(1 + k + k_1)(h_2 + h_3)}, \quad (11)$$

мұнда  $p_{h4}, p_{h5}$  – 3-суреттен қар.

$G_2$  – іргетастың бір бағытта орналасқан кезіндегі сыртқы жағына түсетін уақытша жүктеме;

$k_1$  – жертөлениң біржақтама толтыру кезінде жаппаның жылжуы есебінен  $R_2$  реакциясының өзгеруін есептейтін коэффициент:

$$k_1 = k_0 E_b I_h / E' h_2^3, \quad (12)$$

мұнда  $k_0$  – мынаған тең қолданылатын коэффициент:

4 – бір өткелді жертөлелер үшін, 3 – екі өткелді үшін, 2 – үш өткелді жертөлелер үшін, 0 – жабынуы сырғымайтын жертөлелер үшін;

$E'$  - (6) кестеде көрсетілген формуламен анықталады.

5.2.13 Жертөле қабырғасы табанының негізге бекітілген жерінің сырғанауға төтеп беру есебін, сонымен қатар іргетас астындағы негіз топырағының тұрақтылығының есебін (1), (3), (4), (5) формулалары бойынша жүргізу керек.

5.2.14 Жертөле қабырғасының сырғуға ұатынасын есептегенде  $F_{sr}$  тежеуші күшті (3) формула бойынша, ал  $F_{sa}$  қозғалтқыш күшін іргетас табаны деңгейіндегі симметриялық жүктемені мына формуламен анықтайды:

$$F_{sa} = -R_1 + \frac{1}{2} (p_{h1} + p_{h3}) (h_2 + h_3). \quad (13)$$

5.2.15  $M_0$  іргетас табанының деңгейіндегі симметриялық жүктемені мына формула бойынша анықтайды:

$$M_0 = -R_1(h_2 + h_3) + (2p_{h1} + p_{h3}) \frac{(h_2 + h_3)^2}{6} - G_1 e; \quad (14)$$

$F_{sa}$  және  $M_0$  біржақты жүктемелерді (13), (14) формулалар бойынша анықталады, мұнда  $R_1$ -ді  $R_2$ -ге,  $p_{h1}$ -ді  $p_{h4}$  -ке, және  $p_{h3}$ -ті  $p_{h6}$  өзгертіледі.

5.2.16 Егер жертөле қабырғасының сырғанауға төзімділігі қабылданған іргетастардың көлемімен қамтамасыз етілмесе, онда сырғанауға қарсы шараларды қарастыру қажет, мысалы тіркеуіштерді орналастыру жіне т.б. Мұндай жағдайларда біркелкі әсер етуші ішкі жүктемелердің тікшілдікке қатынасы іргетас табаны деңгейінденөлге тең болады.

5.2.17 Іргетастың бұрылуына кедергі келтіретін конструкциялар болған жағдайда (тұтас іргетас плитасы, ішкі қаңқадағы айқасқан ленталар және т.б.)  $k$  коэффициенті нөлге тең болады.

### 5.3 Туннельдер және арналар

5.3.1 Туннельдер (конвейерлік, подштабельді, жаяу өту, коммуникациялық, кабельдік, аралас) және арналар (кабельдік және т.б.) жиналмалы темірбетон элементтерінен орындалуы тиіс және бойлық еңісі 0,002-ден және көлденеңі 0,01 аспауы тиіс, әрбір 100-150 м сайын су жинауға және оны кәріздерге ағызуға арналған ойықтары болу керек.

Техникалық-экономикалық негіздемелер бойынша туннельдер мен оның элементтерін (айналу бұрышы, камералар ж.т.б.) монолиттік темірбетоннан орындауға болады.

Жаяу өткел туннельдерін өңдеу үшін ұзаққа шыдайтын, үнемді, пайдалануға ыңғайлы, жеңіл тазаланатын жіне жуылатын жанбайтын материалдарды қолданған жөн.

5.3.2 Ғимараттар мен жолдан тыс жерлерде орналасқан туннельдер мен арналар жер бетінен жабынды үстіне дейін кем дегенде 0,3 м тереңдікте орналасады.

Қызмет көрсетуші персоналға ғана кіруге рұқсат етілген аумақта кабельдік арналардың жабындыларының жоғарғы нүктесін жердің жобаланған деңгейінен бастап қарастыруға рұқсат етіледі.

5.3.3 Туннельдер мен арналар цех ішінде орналасса жабынды бетінің еден деңгейіне дейінгі тереңдігі келесідей қабылданады:

- туннельдер үшін - 0,3 м;
- арналар үшін арна жабындысының бетінің белгісін еден белгісіне теңдей етіп қолдануға рұқсат етіледі.

5.3.4 Туннельдер мен арналар конструкциясын есептегенде симметриялық және біржақты ауыртпалықтарды, олардың уақытша тікшіл жүктемесін есептеу Есепті тікшіл және көлденең бағыттағы топырақтың шымырлығын,  $E$  - майысу модулімен сипатталатын біртектес орта түріндегі шымыр негізді бітімді бұзылмаған топырақ үшін (негіз топырағы) және толтыратын топырақ үшін  $E'$  - майысу модулін ескере отырып жасау керек.  $E'$  майысу модулін (6) формула бойынша анықтауға болады.

5.3.5 Симметриялық ауыртпалықтар кезінде (4 сурет) туннельдің төменгі бөлігіндегі шарнирлі тіркелген жабыну плитасының иілгіштік  $M_1$  мезетін келесі формуламен анықтайды:

$$M_1 = -\frac{1}{1+k} \left[ (p_{h1}v_3 + p_{h2}v_4)h^2 + N_1bk \frac{\psi_N}{\psi_M} \right], \quad (15)$$

мұнда  $k$  – төменгі бөліктегі айналым есебінен болатын мезеттің өзгеруін есепке алатын коэффициент:

$$k = \frac{3E_b I_v}{\pi E b^2 h} \psi_M; \quad (16)$$

$N_1$  – қалыпты күш (4 сурет, а);

$\psi_N, \psi_M$  – мына формула бойынша анықталатын коэффициенттер:

$$\psi_N = 0,3 (6 + 0,1\alpha_v); \quad (17)$$

$$\psi_M = 0,2 (100 + \alpha_v), \quad (18)$$

мұнда  $\alpha_v$  – түбінің иілгіштігінің көрсеткіші:

$$\alpha_v = \pi E b^3 / E_b I_v. \quad (19)$$

(15) - (19) формулалардв келесі мағына көрсетілген:

$I_v$  – түбінің 1 м аралығындағы инерция мезеті;

$E$  – негіз топырағының деформациялану модулі;

$v_3, v_4$  – туннельдің  $t_1$  жоғарғы және  $t_2$  төменгі бөліктеріндегі қабырғаларының қалыңдығына байланысты 3-ші кесте бойынша қолданылатын, қабырғалардың қалыңдығының өзгеруін есепке алатын коэффициент.

**3-кесте – Қабырғаларының қалыңдығына байланысты**

$t_1/t_2$	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$v_3$	0,0583	0,0683	0,0753	0,0813	0,0883	0,0993
$v_4$	0,0667	0,0747	0,0747	0,0837	0,0907	0,0977

Қабырғаға келтіретін күшті,  $p_{h1}, p_{h2}$  жүктемелсімен екі тіркеуіш үстінде жататын балкаға келетін жоғарғы тіркеуішке  $R_1$  реакциясымен және төменгі тіреуішке  $M_1$  мезетті күш ретінде анықтау керек:

$$R_1 = -(2p_{h1} + p_{h2}) \frac{h}{6} - \frac{M_1}{h}. \quad (20)$$

Түбіне келтірілетін күшті  $E$  деформациялану модуліндегі және  $N_1$  симметриялық күшімен артылған және  $M_1$  мезетіндегі шымыр негізде жатқан балкаға қатысты анықтауға болады (4 а суретін қараңыз).

5.3.6  $p_{h3}, p_{h4}$  тіктегіш жүктемелерді біржақты артқан кезде (4б-кесте) туннельдің төменгі сол жақ бұрышындағы мезет мына формуламен анықталады:

$$M_2 = -h^2(p_{h3}v_3 + p_{h4}v_4) \frac{1+4k_1}{1+k+k_1}, \quad (21)$$

мұнда  $k_1$  – жабындының ығысуы есебінен болатын төменгі бөліктегі мезеттің өзгеруін есептейтін коэффициент:

$$k_1 = 6E_b I_b / E' h^3, \quad (22)$$

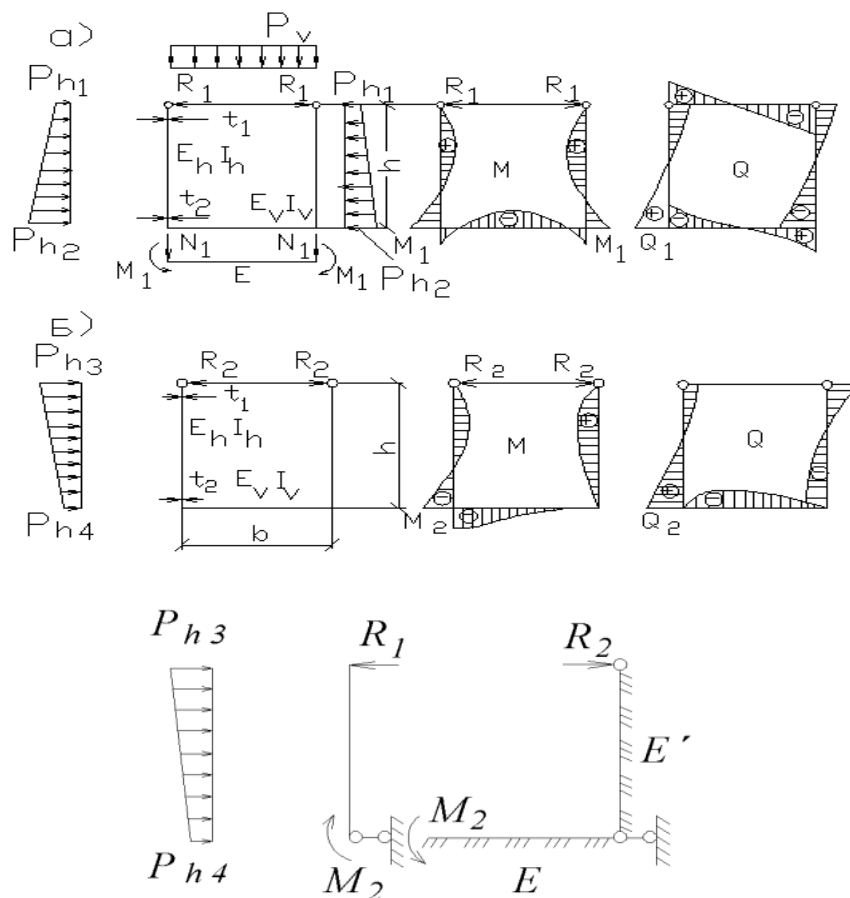
$E'$  - (6) формула бойынша анықталады.

Қалған анықтамалар (15) формулада көрсетілгенмен бірдей.

$R_2$  жоғарғы тіркегішке түсетін күш (20) формула бойынша анықталады.

Туннельдің төменгі жағының көлденеңнен ығысуы және туннельдің оң жақ төменгі бөлігіндегі мезет көлемдерінің елеулі еместігіне байланысты нөлге тең деп қабылданады. Сол жақ қабырғаға арттырылған жүктеме қабырғаға симметриялы ауыртпалықтан түсетін жүктемеге ұқсас анықталады. Түбіне түсетін ауыртпалық  $M_2$  біржақтылық мезетті ескере отырып, симметриялы ауыртпалыққа ұқсас анықталады (4-суретті қар.).

Күш түспейтін, тіркеуші (оң жақтағы) қабырғаға келетін жүктеме  $E'$  деформациялау модулімен шымыр негізде жататын, түбінің деңгейінде ығыспайтын көлденең тіркеуші бар және жоғарғы шегінде  $R_2$  күшімен жүктелген балкаға түсетін жүктеме сияқты анықталады.



**4-сурет – Жабын тақтасының деңгейіндегі шарнирлі туннельдің есептік схемасы**

$a$  – симметриялық ауыртпалық;  $б$  – біржақты ауыртпалық

5.3.7 Туннель беті жер бедерінің деңгейінен 2 м аса тереңдікте орналасса, сондай-ақ ауыртпалық түсуінің тереңдігіне қарамастан қарқындылығы  $q \leq 9,81$  кПа ( $1 \text{ тс/м}^2$ ) болатын жоғары жағында орналасқан айнымалы жүктеме кезінде, туннельдерді есептеу тек толық жүктемедегі симметриялық ауыртпалық бойынша жүргізіледі.

5.3.8 Қабырға ортасында шарнирлі бөліктері бар жабық туннельдер менарналардың есептік жүктемесі, конструкцияның жер бедеріне әсерінен туындайтын есетік жүктемесінің өзгеруімен (мезеттер мен көлденең күштер) анықталуы тиіс.

5.3.9 Болжанып отырған жерастылық суларының деңгейінен төмен орналасатын туннельдер мен арналарды, қалғып шығуға қатысты есетік жүктемесін мына формула бойынша есептеу керек:

$$\frac{\sum G}{Ah_w \gamma_w} \geq \gamma_f, \quad (23)$$

мұнда  $\sum G$ - барлық тұрақты тікшіл жүктемелердің, туннельдер мен каналдың ұзындығы бір метріне әсер ететін жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентінің сомасы;

$A$  – туннельдер немесе арналар табанының бір метрдегі ұзындықтағы алаңыны;

$h_w$  – жер суларының деңгейінен туннельдің немесе арнаның табанына дейінгі арақашықтық (бетондық дайындықты есептемегенде);

$\gamma_w$  – 1-ге тең судың толық салмағы;

$\gamma_f$  – 1,2 тең деп алынатын жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициенті.

## 5.4 Төмен орнатылатын құдықтар

5.4.1 Осы ереже жинағы тереңде орналасқан имараттардың конструкциярына арналған төмен орнатылатын құдықтарды, тереңдетілген тіркеуіштерге арналған құдықтардың ішкі көлемін пайдалана отырып жобалау барысында сақтауға арналған.

5.4.2 Жобада төмен орнатылған құдықтар, көбінесе дөңгелек пішінді немесе көпбұрышты формада болуы тиіс. Монолитті құдықтарды тікбұрышты формада жобалауға болады. Құдықтың кескіні тікбұрышты болса, онда оның бұрыштарын дөңгелектеу қажет.

5.4.3 Дөңгелек құдыққа түсетін жарық диаметрі мен тікбұрышты құдықтар қабырғаларының өлшемін 6-дан 24 метрге дейін 3-ке бөлінетін, 24-тен 60 метрге 6-ға бөлінетін етіп қабылдау қажет. Бұл өлшемдерді 0,6 м етрге дейін еселеуге рұқсат етіледі.

5.4.4 Тікбұрышты нысандағы қабырғаларының қатынасы 1:2 артып кетсе, көлденең тіреуші қабырға немесе уақытша тіреуіштер (төменге түсу кезінде) тіреуіштер қоюды қарастыру қажет.

5.4.5 Құдық басқа да құрылыстармен жапсарласса, осы құрылыстардың жер бетіне отырылуының әртүрлі екендігін ескеру қажет.

5.4.6 Құдықтарды ереже бойынша тастақты жерге, сел жүретін, карстты немесе босаң аумақтарға салынатынынан басқасын, жұқа қабырғалы, тиксотропты жейдемен отырғызылатын етіп жобаланады.

Тиксотропты жейде құрылысты жерге кіргізу барысында бүйірлік үйкеліс күшін тез төмендетуге арналады және тиксотропты топырақты ерітіндіден жасалады, осы арқылы құрылыстың төбесінің сырты мен топырақ арасындағы ойықты толтырады

5.4.7 Құдықтардың жиналмалы темірбетон қабырғаларын жалпақ панелдерден немесе класы В25-тен төмен болмайтын ауыр бетоннан жасалған ірі қуыс денемен жобаланады. Құрама конструкцияларды монолиттеуге арналған бетонның класы бірігуші элементтердің бетонының класынан төмен болмауы тиіс.

Құдықтардың монолитті темірбетонды қабырғасын В15 кластан төмен емес ауыр бетонмен жобалау қажет.

5.4.8 Құдықтың темірбетонды түбін В15 кластан төмен емес ауыр бетонмен жобалау қажет.

5.4.9 Құдықтың қабырғаларына және пышағына түсетін топырақтың тікшіл қысымын қысымдар жиынтығы сияқты анықтау керек: негізгі - топырақ немесе тиксотропты ерітінді және қосымша – құдықты батыру кезінде туатын қисаю қысымдары

5.4.10 Құдықты батырудың есебін келесі тәртіппен жүргізеді: құдықтың тереңдігін, өлшемдерін (диаметрін), тыстың қабырғасының қалыңдығын, тыстың жеке конструктивтік элементтерін анықтайды

Құдықтың батырылуының тереңдігін құдық салынатын құрылыс салу алаңындағы инженерлік-геологиялық зерттеулердің мәліметі негізінде белгілейді. Батырылатын құдықтың контурының шегінде кемінде бір бұрғылау ұңғымасы орнатылу қажет. Үлкен диаметрлі (10-15 м асастын) құдықтар болса кем дегенде үш бұрғылау ұңғымасы орнатылады.

5.4.11 Егер құдықты орналастыру алаңы ретінде тастақ және жартылай тастақ жерлер алынса, құдықтың батырылу тереңдігінің батырылатын жеріне дейінгі қыртыстар мен жабындының белгілерімен анықталады. Құдықты сығылмалы топыраққа орнатқан кезде, оның батырылу тереңдігін осы құрылыс үшін шөгуінің шегіне сәйкес анықтайды.

5.4.12 Құдықты батыру кезіндегі топырақтың негізгі көлденең қысымын мына формуламен анықтайды:

$$P_h = \frac{\overline{p}_h + c_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{1 - \operatorname{tg} \varphi_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}, \quad (24)$$

мұнда  $\overline{p}_h = \gamma r k_1 + q k_2 - c k k_3;$

$c_0, \varphi_0$  – қабырғаларының жабындысы мен электроосмосы болмаған жағдайда, мынаған тең болатын, топырақтың ішкі қажалу бұрышы мен үлесті ілінісуіні:

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= c k \\ \varphi_0 &= \varphi \end{aligned} \right\}; \quad (25)$$

$k_1, k_2, k_3$  – топырақтың ішкі қажалу бұрышына  $\varphi$  байланысты болатын коэффициент,

4 кесте бойынша анықталатын  $\frac{z}{r}$  қатынасы;

$r$  – құдықтың орталық нүктесінен оның сыртқы бетінің ең алыс нүктесіне дейінгі барынша арақашықтық қолданылатын, құдықтың тысқы шеңберінің радиусы немесе жоспарда домалақ емес құдықтардың шартты радиусы .

$\gamma$ - топырақтың үлестік салмағы;

$z$ - топырақ бетінен қарастырылып отырған қимаға дейінгі аралық;

$q$ - тапсырмада ерекше көрсетілмесе, 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>) ретінде қолданылатын, тұтас тікшіл біркелкі жүктеме;

$c$  – топырақтың үлестік тіркемі;

$k$  – ығысу нәтижесінде топырақтың тіркесуінің азаюын есептейтін және топырақ консистенциясына байланысты тағайындалатын коэффициент.

Бірінші топтағылардың үлесті қалпын есептеген кезде  $k$  мағынасы мынаға тең қолданылады:

Топырақ консистенциясы	$k$
Қатты	0,22 (0,33)
Жартылайқатқыл	0,25 (0,38)
Иілуі қиын	0,29 (0,43)
Оңай иілетін	0,65 (1)

Егер құдықты әркелкі қатттардағы топыраққа орнататын болса,  $p_h$  анықтау барысында қарастырылып отырған қаттан жоғары жатқан барлық топырақ, қарастырылып отырған қаттағы топырақтың эквивалентті қатымен ауыстырылып, мына формула бойынша анықталады:

$$h_n = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i}{\gamma_n}, \quad (26)$$

мұнда  $\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i$  -  $h_n$  биіктігімен қарастырылып отырған қаттан жоғары жатқан топырақ қаттарының барлық салмағы ( $n - 1$ );

$\gamma_n$  -  $n$  қабатындағы топырақтың үлестік салмағы.

5.4.13 Құдықты батыру кезінде тиксотропты ерітіндінің негізгі қысымын мына формула бойынша анықтау тиіс:

$$p_h = \gamma_1 z, \quad (27)$$

мұнда  $\gamma_1$  – тиксотропты ерітіндінің үлесті салмағы.

Пышақты және топырақты құлып телімдеріндегі топырақтың көлденең қысымын (24) формула бойынша анықтау қажет.

5.4.14 Жерастылық суларының деңгейінен төмен жерлердегі топырақ қысымын, су салмағының әсеріне қатысты анықтау қажет.

5.4.15 Құдықтың және пышақтың қабырғасының телімінде, ал тиксотропиялы жейдеде- тек пышаққа келетін топырақтың көлденең қысымынмына формула бойынша анықтау қажет



$$p_{ad} = 0,25 p_h. \quad (28)$$

Тиксотропты жейде қабырғасының теліміне топырақтың қосымша көлденең қысымын мына формула бойынша анықтау қажет

$$p_{ad} = 0,15 p_h. \quad (29)$$

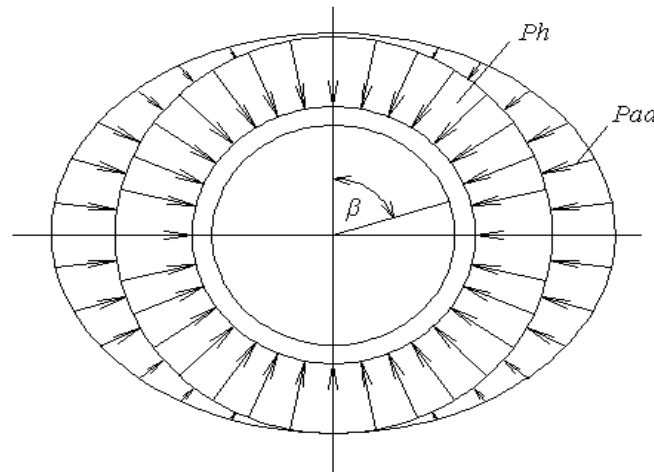
#### 4-кесте – Топырақтың ішкі қажалу бұрышына байланысты болатын коэффициент

$\frac{z}{r}$	φ кезіндегі $k_1, k_2, k_3$ мағыналары, град						
	10	15	20	25	30	35	40
0	0	0	0	0	0	0	0
0,50	0,32	0,26	0,20	0,16	0,13	0,10	0,08
1,00	0,62	0,49	0,36	0,28	0,21	0,16	0,11
1,50	0,92	0,71	0,50	0,37	0,27	0,20	0,13
2,00	1,15	0,90	0,62	0,42	0,30	0,23	0,15
2,50	1,30	1,00	0,72	0,47	0,32	0,25	0,16
3,00	1,45	1,10	0,80	0,52	0,34	0,26	0,17
3,50	1,60	1,20	0,85	0,56	0,36	0,27	0,17
4,00	1,70	1,30	0,90	0,60	0,38	0,27	0,17
4,50	1,79	1,38	0,95	0,64	0,40	0,27	0,17
5,00	1,38	1,45	1,00	0,68	0,42	0,27	0,17
0	0,81	0,60	0,49	0,40	0,33	0,27	0,22
0,50	0,64	0,46	0,37	0,28	0,21	0,15	0,11
1,00	0,58	0,38	0,29	0,20	0,14	0,08	0,06
1,50	0,50	0,33	0,23	0,15	0,10	0,05	0,04
2,00	0,46	0,30	0,20	0,12	0,07	0,04	0,02
2,50	0,43	0,27	0,17	0,09	0,05	0,03	0,01
3,00	0,41	0,25	0,15	0,08	0,04	0,02	0
3,50	0,39	0,24	0,14	0,07	0,04	0,02	0
4,00	0,38	0,23	0,13	0,06	0,03	0,01	0
4,50	0,36	0,21	0,12	0,05	0,03	0,01	0
5,00	0,35	0,20	0,11	0,04	0,02	0,01	0
0	1,70	1,50	1,40	1,25	1,05	1,00	0,90
0,50	2,25	2,00	1,75	1,55	1,30	1,15	1,05
1,00	2,60	2,30	1,95	1,70	1,45	1,30	1,13
1,50	2,90	2,50	2,10	1,85	1,52	1,38	1,18
2,00	3,05	2,65	2,25	1,90	1,58	1,40	1,20
2,50	3,15	2,75	2,30	1,95	1,60	1,40	1,20
3,00	3,30	2,83	2,35	1,97	1,65	1,40	1,20
3,50	3,45	2,90	2,40	2,00	1,66	1,40	1,20
4,00	3,55	2,95	2,45	2,00	1,68	1,40	1,20
4,50	3,63	3,00	2,47	2,05	1,70	1,40	1,20
5,00	3,80	3,05	2,50	2,10	1,70	1,40	1,20

5.4.16 Құдыққа толығымен түсетін топырақ қысымын біркелкі етіп бөлу қажет.

5.4.17 Дөңгелек пішінді құдықтарға түсетін қосымша қысымдарды бөлуді, заң бойынша өзгеретіндер деп алуымыз қажет (5 сурет).

$$p_{ad\beta} = p_{ad} \sin \beta. \quad (30)$$



**5-сурет – Дөңгелек құдықтардағы топырақтың  $p_h$  негізгі және  $p_{ad}$  қосымша көлденең қысымдарының бөліну кестесі**

5.4.18 Құдықтарды пайдалану барысында, оның тыныш жағдайындағы топырақтың көлденең қысымына төтеп беретіндей етіп есептелуі тиіс.

Негізгі көлденең қысымды мына формула бойынша анықтаймыз:

$$p_{h0} = (\gamma z + q) \lambda_0, \quad (31)$$

мұнда  $z$  - топырақ бетінен қарастырылып отырған қиылысқа дейінгі аралық;

$\lambda_0$  – тыныш жағдайдағы топырақтың бүйірлік қысымының коэффициенті мынаған тең:

$$\lambda_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}, \quad (32)$$

мұнда  $\nu$  – Пуассон коэффициенті мынаған тең:

0,23 – майда және ірі шағалды құм үшін;

0,26 – сол сияқты, орташа іріліктегі;

0,28 - « майда;

0,30 - « шаңды;

0,33 – құйматтар үшін;

0,35 - « суглинктер;

0,38 - « саз.

Егер құдық әртүрлі жынысты топыраққа батырылса, топырақтың негізгі қысымы әрбір қаттар үшін мына формула бойынша анықталады

$$p_{h0i} = \lambda_{0i} \left( \gamma_i z_i + \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i \right), \quad (33)$$

мұнда  $\lambda_{0i}$  – топырақтың қарастырылып отырған  $i$  қабатының тыныш жағдайдағы топырақтың бүйірлік қысымының коэффициенті

$\gamma_i, z_i$  – топырақтың үлестік салмағы және  $i$  қабатының бетінен құдықтың қарастырылып отырған қимасына дейінгі аралығы;

$\gamma_i, h_i$  – топырақтың үлесті салмағы және әрбір жоғары орналасқан қабаттың қалыңдығы.

Тыныштық жағдайындағы топырақтың қосымша көлденең қысымын мына формула бойынша анықтайды

$$p_{ad0} = 0,1 p_{h0}. \quad (34)$$

5.4.19.  $z$  тереңдігіндегі құдықтың сыртқы бетіндегі 1 мертдегі топырақтың қажалу күші  $F_z$ –ті мына формуламен анықтайды

$$F_z = f_z u, \quad (35)$$

мұнда  $u$  – құдық пышағының немесе қабырғасының сыртқы периметрі;

$f_z$  – құдықтың жұмыс істеу барысымен байланысты және мына формуламен есептелетін,  $z$  тереңдігіндегі 1 м<sup>2</sup> жердегі құдықтың бүйір бетіндегі топырақтың қажалуының үлесті күші :

*а) батырылу сатысында*

$$f_z = \gamma_c (p_h \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0), \quad (36)$$

мұнда  $\gamma_c$ – құрамында шағал, тастақтар бар тығыз құмдар үшін 1,2 –ге тең, және өзге топырақтар үшін -1-ге тең болатын, жұмыс жағдайларының коэффициенті;

*б) қалғып шығу сатысында*

$$f_{z1} = p_{h1} \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0, \quad (37)$$

мұнда  $p_{h1}$  – қалғып шығу сатысындағы негізгі көлденең қысым:

$$p_{h1} = \frac{\overline{p_h} - c_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{1 + \operatorname{tg} \varphi_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \geq 0. \quad (38)$$

Егер құдық тиксотропты жейдеде батырылатын болса, жейде аумағындағы үлесті қажалу күші есепке алынбайды, ал глиняного замка аумағында ол 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>) тең қолданылады.

5.4.20 Төмен орнатылатын құдықтар бойынша барлық есептерді бірінші топтаың шекті жағдайы бойынша жүргізу қажет, бұған деформациялану және екінші топтың шекті

жағдайы бойынша атқарылатын конструкциялар элементтеріндегі жарықшақтарды анықтау бойынша жүргізілген есептер қосылмайды.

5.4.21 Құдықты батыруды келесі шарттарға сәйкес жүргізу керек:

$$\frac{G}{F + N_u} \geq \gamma_{f1}, \quad (39)$$

мұнда  $G$  – жүктеме бойынша  $\gamma_f = 0,9$  тұрақтылық коэффициентін есепке алғандағы құдық пен қосымша жүктердің салмағы;

$F$  – құдықты батырған кездегі оның қабырғаларының топыраққа қажалу күші;

$N_u$  – бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік актілерге сәйкес анықталатын, пышақ астындағы жердің шекті қарсылығының тікшіл құрама күші;

$\gamma_{f1}$  – батыру кезіндегі тұрақтылық коэффициенті:  $\gamma_{f1} > 1$  құдықты қозғалту кезі және  $\gamma_{f1} = 1$  в жобалық белгіде құдықты немесе оның бөлігін отырғызу кезі.

Жерасты суларының деңгейінен төмен отырғызылатын құдықтар, оның түбін құрағаннан кейін, мына шарттардағы есетік жүктемелер бойынша, кез келген топырақта қалғып шығатындай етіп есептелуі тиіс (бұған құдық астында тұрақты жұмыс істейтін дренаж болған жағдайлар қосылмайды)

$$\frac{\sum G + F_1}{A h_w \gamma_{fw}} \geq \gamma_{fw}, \quad (40)$$

мұнда  $\sum G$  – жүктеме бойынша  $\gamma_f = 0,9$  тұрақтылық коэффициенті барқосымша жүктерді есепке алғандағы барлық тұрақты тікшіл есептік жүктемелер сомасы;

$F_1$  – қалғып шығуға есептелген кездегі үйкеліс күші;

$A$  – құдық негізінің алаңы;

$h_w$  – жерасты сулары деңгейі мен құдық негізінің түбіне дейінгі аралық;

$\gamma_w$  – судың үлестік салмағы;

$\gamma_{fw}$  – 1,2-ге тең қалғыпшығуға қарсы тұрақтылық коэффициенті.

(40)-та көрсетілген шарттар қанағаттандырылмаған жағдайда, құдықтың қалғып шығуына қарсы шараларды қарастыру қажет (топыраққа анкерлік конструкцияларды орнату және т.б.).

5.4.22 Құрылыс кезінде туындаған, батырылатын қабырғалардың беріктігінің қысымға қатысты есебін құдық немесе оның әрбір бөлігі жобалық белгіге дейін батырылған кезде жүргізген жөн.

5.4.23 темірбетонды түбінің беріктігінің есебі, келесі жүктемелерге қатысты жүргізілуі тиіс:

-құдық түбіндегі топырақтың кері соққысына;

-жерасты суларының гидростатикалық қысымына.

Ішкі қабырғалары мен бағандары жоқ құдық түбінің беріктігінің есебін, шымыр негіздерде жақан пластиналар сияқты, ал жерасты суларының гидростатикалық қысымынан болатын жүктемені – біркелкі бөлінген жүктемемен жүктелген шарнирлі тіркегіші бар пластина сияқты орындалу керек.

Ішкі қабырғалар мен бағандарды тірейтін құдықтың түбі, тікбұрышты панелдерден, немесе бағандардың тікбұрышты торларының үстіне тірелген пластина сияқты, көпөткелді пластинадан тұрады.

5.4.24 Құдықтардың гидроорамдары құдықтың ең терең жеріндегі еденінің деңгейіндегі жерасты суларының толық гидростатикалық қысымын есепке ала отырып жүргізілуі тиіс. Құдық қабырғаларының гидроорамының беткі шекарасы жерасты суларының болжанған максималды деңгейінен 0,5 м биік болуы тиіс [13].

5.4.25 Тек ерекше жағдайларда, нақты негіздемелер болған кезде ғана құдықтарды ішкі жағынан құрыш парақтармен гидроорауға рұқсат етіледі.

## **6 СҮЙЫҚ ЗАТТАР МЕН ГАЗҒА АРНАЛҒАН СЫЙЫМДЫЛЫҚТАР ҚҰРЫЛЫСЫН ЖОБАЛАУ ТӘРТІБІ**

### **6.1 Мұнай және мұнай өнімдеріне арналған резервуарлар.**

6.1.1 Осы бөлімдегі ережелерді мұнай және мұнай өнімдеріне арналған құрыш және темірбетон резервуарларын жобалаған кезде сақталуға жатады.

ЕСКЕРТПЕ Осы ереже келесідей резервуарларды жобалаған кезде қолданылмайды:

Арнайы мақсаттарға арналған мұнай және мұнай өнімдері үшін;

20<sup>0</sup>С температурасы кезіндегі булану тығыздығы 93,3 кПа (700 мм рт. ст.) асатын мұнай өнімдері үшін;

Ішкі жұмыс қысымы атмосферлік қысымнан 70 кПа (0,7 кгс/см<sup>2</sup>) асатын жағдайдағы сақталатын мұнай және мұнай өнімдері үшін;

Тау өнімдерінде және казематты типтегі резервуарларда орналасатын мұнай және мұнай өнімдері үшін;

Технологиялық қондырғылардың құрамына кіретіндеі үшін.

6.1.2 Жер беті және жерасты резервуарларын жобалаған кезде ҚР ҚН 3.02-28, ҚР ҚН 2.02-03 және МемСТ 1510 талаптарын ескеру қажет.

### **6.2 Құрышты резервуарлар**

6.2.1 Тікшіл және көлденең цилиндрлі резервуарлардың негізгі өлшемін (диаметр, биіктігі, ені) мемлекетаралық, мемлекеттік стандарттарға сәйкес, құрышты минималды шығындауды, оны дайындау мен монтаждаудың индустриалды әдістерін, сондай-ақ тапталған құрыш парақтарды ені мен ұзындығының тікшіл және көлденең резервуарларға қатыстылығын ескере отырып қабылдау қажет.

Негізгі геометриялық өлшемдер – құрыш және алюминді дөңгелек шатыр радиусы  $R_k$  мен биіктігі  $H$  резервуардың диаметріне  $D$  байланысты  $R_k = 0,64D$ ,  $H = 0,24$  формуласымен анықталады.

6.2.2 Сыйымдылығы 5000 және одан төмен болатын құрыш резервуарларды жобалау барысында оларды дайындау және монтаждау кезінде парақтардықыспақтай отырып біріктіру арқылы орамалау әдісі қолданылады.

6.2.3 Тікшіл цилиндрлі құрыш резервуарларды есептеу барысында оның конструкциясының негізбен өзара әсерлесуінен пайда болатын күшті есептеу қажет.

6.2.4 Жұмыс жағдайларының коэффициентінің мазмұнын  $\gamma_c$  5-ші кесте бойынша қарастыру керек.

**5-ші кесте- Жұмыс жағдайларының коэффициентінің мазмұнын**

Элементтер	$\gamma_c$ жұмыс жағдайының коэффициенті
Тікшіл цилиндр пішінді резервуарлар қабырғаларының беріктігінің есепке алу кезінде:	
Төменгі белдеу (қосылуды есепке алғанды)	0,7
Қалған белдеулер	0,8
Резервуар қабырғаларының түбімен жанасуы	1,2
Сол да, элементердің тұрақтылығын есепке алған кезде	1
Тіреуші конструкциялардың дөңгелек және конус пішінді бетін есепке алу барысында:	
Мезетсіздік теориясы бойынша	0,9
ЭЕМ пайдалана отырып мезеттік теориясы бойынша	1

Жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентін [3] бойынша, 6-шы кестеде келтірілген қосымша  $\gamma_f$  коэффициенттерін есепке ала отырып, қабылдау қажет.

**6-ші кесте- Жүктемесі бойынша тұрақтылық коэффициенті**

Жүктемелер сипаты	$\gamma_f$ жүктемесі бойынша тұрақтылық коэффициенті
Атмосферлік қысымнан төмен немесе жоғары	1,2
Беріктілікті есептеу барысында, цилиндрлік резервуарлардың тікшіл қабырғаларына желден түсетін жүктемелер	0,5
Резервуарлардың дөңгелек пішінді шатырына қардан түсетін жүктеме	0,7

ЕСКЕРТУ Беріктілікті есептеу барысында, цилиндрлік резервуарлардың тікшіл қабырғаларына желден түсетін жүктемелер айнама бағытта біркелкі, жүктемеге қатысты тұрақтылық коэффициентімен бірге, ҚР ҚН EN 1991 бойынша қабылданады.

6.2.5 Құрыш резервуарлардың жобасында, оны герметизациялаудан бұрын түбіне, жабындысына және қабырғаларына резервуардың іші мен сыртындағы қысымдар мен ауа

температураларының түсуінен келетін жүктемелерді болдырмауға арналған клапандарды орналастыру қажет.

6.2.6 Жерастылық көлденең құрыш цилиндрлі және траншеялық сипаттағы резервуарлардың астына, оның герметикалығының бұзылуы салдарынан, мұнай өнімдерінің ағып жатқандығын анықтау үшін, негізгі құдыққа еңіс бағытталған лотоктарды орналастыру керек.

6.2.7 Жерастылық құрыш резервуарлар төбесінде, жер бетінің деңгейінен 0,2 м астам биіктікте, өрмелеуге арналған люктары болуы тиіс.

6.2.8 Жерастылық көлденең құрыш цилиндрлі және траншеялық сипаттағы резервуарларды жобалау барысында стационарлы сатыларды (баспалдақты) қарастыру керек. Сатылар өрмелеу люктарының патрубкalarına бекітілуі тиіс. Сатының (баспалдақтың) төменгі жағы мен резервуардың түбінің арасында кемінде 0,5 м саңылау қарастырылады.

### 6.3 Темірбетонды резервуарлар

6.3.1 Резервуарлар үшін ұсынылатын модульдік өлшемдер:

- 3 м сайын бөлінетін - сиымдылығы 500 м<sup>3</sup> және одан асатын диаметрлі резервуарлар;
- 6 м сайын бөлінетін – тікбұрышты резервуарлар қабырғасының өлшемі және бағандар торы 6×6 немесе 3×6 м.

6.3.2 Цилиндр пішінді резервуарларда олардың түбі, қабырғалары мен жабындыларын алдын-ала екі бағытта қатайтылған етіп жобалауға, ал панельдерді тікшіл бағытта алдын-ала қатайтқан кезде, қабырғаларының құрама элементтерінің тігінен жанасқан жерлерін бір бағытта қыса отырып (жанасу ұзындығына перпендикуляр етіп) қабылдауға болады. Мазуттарды сақтауға арналған резервуарларда қысылмаған қабырғаларды қолдануға болады.

6.3.3 Жердің беткі қабатына резервуар қабырғасы мен топырақ төгіндісінің арасына су ағып кірмеу үшін көпіршелер қарастырылады.

6.3.4 Темірбетонды резервуарлардың құрама конструкцияларын қысымға төзімділігі бойынша В25 - В40 класты бетондарды, ал монолитті конструкциялар үшін В25 - В30 класты бетондарды қолдана отырып жобалау керек. Егер экономикалық тұрғыдан негізделген болса, онда класы біршама жоғары бетондарды қолдануға болады.

Жобада бетон құрамына қойылатын талаптар, 6.3.5. тармақта көрсетілгенді ескере отырып көрсетілген.

6.3.5 Мұнай және қара мұнай өнімдеріне арналған резервуарларды жобалаған кезде, сульфаттөзімді портландцементті бетондарды пайдалану ұсынылады.

Егер құрамында  $C_3A \leq 5 \%$  и  $C_3A + C_4AF \leq 2,2 \%$  бар болса, шыны ерітіндісінің судағы үлесі цементтің 3,5 % құрайтын төменалюминатты портландцементті қолдануға болады. Бетон үшін су мен цементтің қатынасы 0,45-тен аспауы тиіс.

ССБ пластификалық типтен басқа, өзге қоспаларды қолдануға тиым салынады.

6.3.6 Резервуарлардың конструкцияларында (температураның әсерін қоса алғанда, нормативтік жүктемелердің жағымсыз қосындысын ескере отырып) орталық нүктеден тыс сығылған жағдайда 0,1 мм болатын тесіп өтілмеген жарықтың болуына рұқсат етіледі.

Осылайша қоршаушы конструкцияларда (түбі мен жабындының қабырғаларында) талшықтардың шекті сығылуындағы сығылу қуаты  $0,05R_{b,ser}$  –ден кем болмауы тиіс.

6.3.7 Бетон мен болаттың есептік және нормативтік кедергілерін ҚР ҚН EN 1994 талаптарына сәйкес қабылдау керек.

Конструкция 50 °С аса қызған жағдайда, бетон мен арматураның есептік кедергілерінің өзгеруін бірінші және екінші топтардың шекті жағдайлары, ҚР ҚН EN 1992 бойынша бетонның серпінділігінің бастапқы модулінің жағдайлары бойынша ескеру керек.

## **6.4 Газгольдерлер**

Құрыш газгольдерлер, газдарды сақтауға, ығыстыруға, концентрациясын орталықтандыруға және бөлуге арналады. Құрыш газгольдерлерді жобалауды ҚР ҚН 3.02-28 талаптарға сәйкес жүзеге асыру керек.

## **7 СУСЫМАЛЫ МАТЕРИАЛДАРҒА АРНАЛҒАН СИЫМДЫЛЫҚТАР ҚҰРЫЛЫСЫН ЖОБАЛАУ ТӘРТІБІ**

### **7.1 Қамбалар**

7.1.1 Қамба – сусымалы материалдарды уақытша сақтауға арналған, тіркеуші қабырға ретінде қызмет атқаратын, төмен қабырғалы құрылыс.

7.1.2 Қамбаны ғимарат ішінде және ашық алаңдарда блокталған, көп жәшікті етіп тереңдікке немесе жер бетіне орнатуға болады.

7.1.3 Жобада қамба жәшіктерінің өлшемін 6×6, 6×9 және 9×9 м деп алады. Егер технологиялық талаптармен негізделетін болса, 3м-ге бөлінетін, үлкен өлшемдерді қолдануға болады.

7.1.4 Қамба қабырғаларының биіктігін 3,6; 4,8 6 м-ге теңдеп алуға болады.

Қамбаның қабырғасының еденнен немесе жер бетінің жобалық белгісінен тереңдету өлшемін 0,6 м-ге тең етіп, ал еденнен 0,3 м-ге тең етіп, қабырғаларының минималды биіктігін еденнен немесе жер бетінің жобалық белгісінен -1,2 м етіп алуға болады.

7.1.5 Қамбаны темірбетоннан жобалаған дұрыс.

7.1.6 Металл шихталарын сақтауға арналған қамбалардың қабырғалары ішкі жағынан және төбесінен ағаш бөренелермен қорғалуы тиіс. Монолитті қамбаларда қорғанышты ескі жарамды рельстерден орнатуға болады.

Сусымалы материалдарға арналған қамбаларда қорғаныш тек қабарғалардың төбесінде ғана қарастырылады.

7.1.7 Қамбалардың еденін қатқыл кесек тастан немесе топырақтан жасауға болады.

Грейферлі крандармен материалдарды атқан немесе түсірген кезде, сақталатын материалдың буферлік қабатының кемінде 0,3 м-дей қалуын қарастыру керек.

7.1.8 Материалдардың қабырғаларға көлденең қысымын тіреуші қабарғаларға арналғанмен бірдей етіп анықталады. Қамбаларда сақталатын материалдардың нормативтік сипаттамаларын 7-ші кестеге сәйкес қабылдауға болады.



**7-ші кесте- Қамбаларда сақталатын материалдардың нормативтік сипаттамаларын**

Материал	Нормативтік үлестік салмағы, кН/м <sup>3</sup> (тс/м <sup>3</sup> )		Ішкі үйкелісінің нормативтік бұрышы, град
Чушковый шойын		40 (4)	45
Литниктер		35 (3,5)	
Ферроерітінділер		40 (4)	
Шекті металл		35 (3,5)	
құрыш стружкалары		20 (2)	50
Шойын лом		25 (2,5)	45
Құрыш лом		20 (2)	
Хромды кен		27 (2,7)	
Марганецті кен		20 (2)	
Темір кен		25 (2,5)	
Шекті шлак		18 (1,8)	
Кварцит		20 (2)	
Шамот		18 (1,8)	
Дунит		28 (2,8)	
Хромит		31 (3,1)	
Шлак		12 (1,2)	40
Ылғалды құм		18 (1,8)	35
Әктас		17 (1,7)	
Топырақ		18 (1,8)	
Ылғалды каолин		14 (1,4)	
Әк		8 (0,8)	
Магnezит ұнтағы		19 (1,9)	33
Құрғақ құм		16 (1,6)	30
Кокс и коксик		8 (0,8)	

7.1.9 Қамбалардың қабырғалары сонымен қатар уақытша нормативті жүктемелердің жер бетіне қарқындылығы кемінде 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>) болатын топырақтың көлденең қысымына есептелуі тиіс.

7.1.10 Қамбаларды толтыратын материалдардың есептік салмағын анықтау үшін жүктемелер бойынша тұрақтылық коэффициенті  $\gamma_c = 1,2$  болады. Ішкі үйкелуінің есептік бұрышы, ішкі үйкелістің нормативтік бұрышының мазмұнын жүктеме бойынша  $\gamma_f = 1,1$  тұрақтылық коэффициентіне бөлу арқылы анықталады.

7.1.11 Қамбаларды қарау, жөндеу, тазалау үшін жылжымалы сатылармен қамтамасыз етіледі.

## 7.2 Бункерлер

7.2.1 Бункерлер деп, сусымалы материалдарды қысқа мерзімде сақтау мен қайта артуға арналған, тікшіл жағының биіктігі жобада біржарымдай минималды өлшемнен аспайтын өздігінен жүк түсіре алатын сиымдылық құрылысын атайды.

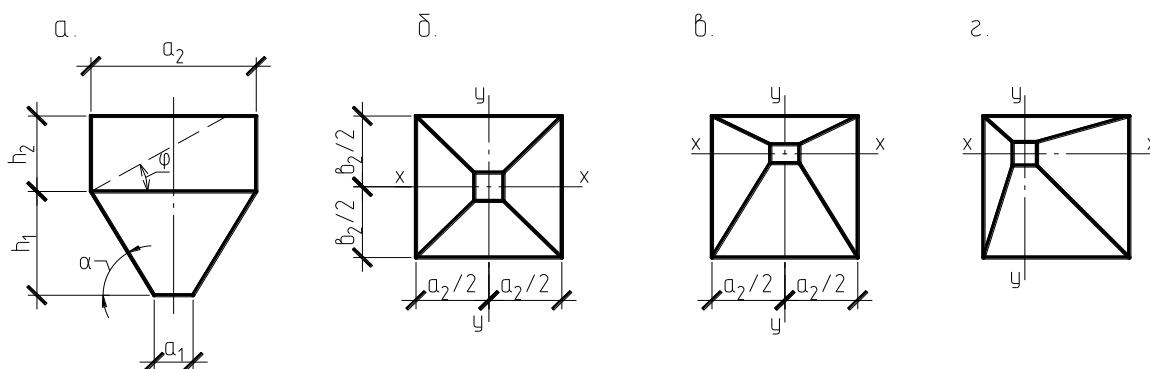
Жоба бойынша бункерлер квадратты, тікбұрышты және дөңгелек болады. Шығатын тесігінің орналасуына байланысты, көптаралған пирамида пішіндес бункерлер симметриялы, жартылай симметриялы және симметриялы емес деп бөлінеді (6-шы сурет).

Бункерлер ғимарат ішінде және оның негізгі конструкциясына жапсарласа орналасуы мүмкін.

7.2.2 Бункерлерді жобалау кезекті екі сатыдан тұрады:

1) геометриялық параметрлерін анықтау – қолайсыз өзгерістерді есепке алғандағы, сусымалы материалдардың құрамының физика-механикалық сипаттамасының негізіндегі есептеулермен анықталатын, бункер мен оның воронкасының пішіні, қабырғаларының еңкею бұрышы, шығару тесіктерінің өлшемі, бұл жерде шығару тесігі мен қабырғаларында күмбездердің қалыптасуын болдырмау қажет;

2) Бункерлер конструкцияларының есебі мен жобалау және оларды соққылар мен қажалудан қорғау.



**6-сурет – Пирамида пішінді бункерлердің түрлері**

а – бункер схемасы; б – симметриялы пирамида пішінді бункер; в – жартылай симметриялы пирамида пішінді бункер; г – симметриялы емес пирамида пішінді бункер олардың соққылар мен қажалудан қорғалуы.

7.2.3 Бункерлердің геометриялық өлшемдері жабысқақ (тіреліп қалатын, басылып қалатын) және жабысқақ емес (тірелмейтін, жабысып қалмайтын) сусымалы материалдарға арналған деп бөлінеді. Жабысқақ материалдарға құрамында кемінде 2мм фракциялары бар және ылғалдылығы 2 % асатын материалдар, ал жабысқақ еместерге – шағал, галька және түйіршігінің үлкендігі 2мм-ден асатын өзге материалдар, сонымен қатар түйіршігінің үлкендігі 2мм-ге және ылғалдылығы 2 % -ға дейінгі құмдар жатады.

7.2.4 Бункерлерді жобалаған кезде сусымалы материалдардың екі түрлі формада болу мүмкіндігін ескеру қажет: бункердің ішінде әрдайым қозғалыста болатын

гидравликалық және тек шығару тесігінің бөлігінде орталық бөлігі ғана қозғалатын, ал қалған бөлігі қозғалмай жататын сусымалы материал.

Жабысқақ және өздігінен тұтанатын сусымалы материалдар үшін бункерлерді гидравликалық ағызып әкету формасында, ал жабысқақ еместері үшін гидравликалық емес формада жобаланады.

7.2.5 жабысқақ емес материалдар үшін гидравликалық аққызғышы жоқ бункерлердің геометриялық өлшемдерін жобалаған кезде ( түбі көлденең болатын приамида, конус, параболистикалы пішінді) бір ғана өлшем нормаланады – ол сусымалы материалдар кесегінің минималды өлшеміне байланысты анықталатын, шығарушы тесігінің өлшемі.

Технологиялық шарттар бойынша бункерді толық опорождать ету қажет болатын жағдайларды қоспағанда, воронка қабырғаларының иілу бұрышын ерікті түрде қабылдауға болады. Мұндай жағдайларда қабырғалардың иілу бұрышын сусымалы материалдардың табиғи жатысының бұрышына қатысты, соңғысын  $5-7^{\circ}$ -қа артық етіп қабылдау керек.

7.2.6 Гидравликалық ағызғышты жабысқақ материалдарға арналған бункерлер конус, пирамида немесе лоток пішінде болады. Өзге пішіндерді (түбі тегіс параболистикалық), сондай-ақ симметриялы емес бункерлерді жасауға болмайды.

Мұндай бункерлердің қабырғаларының иілу бұрышы және шығару тесігінің өлшемін сусымалы материалдардың физико-механикалық сипаттамаларының негізінде есептеу қажет: сусымалы материалдардың ыңысуға қарсылығын өлшейтін құралдардың көмегімен анықталатын ішкі үйкеліс бұрышы (табиғи жату бұрышын болдырмау керек), тіресу үлесі, ішкі үйкелу бұрышы, тиімді үйкелу бұрышы, ағыстар функциясы (8-ші кесте).

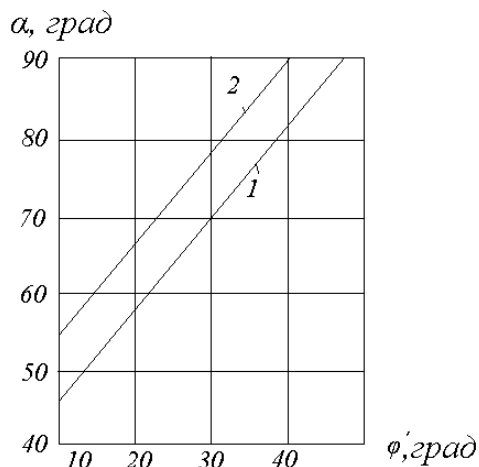
Қабырғалардың иілу бұрышының ішкі үйкелу бұрышына қатынасын (бункер қабырғалары материалының сусымалы материалдармен үйкелісінің бұрышы) 7-ші суреттегідей етіп алуға болады.

7.2.7 Бункерлерді жобалаған кезде оның барлық геометриялық көлемін максималды түрде пайдаланылуын қамтамасыз ету қажет (кем дегенде 80 % дейін жүк толтырылуы).

7.2.8 сусымалы материалдардың бункер қабырғаларына қысымын сусымалы материал мен бункер қабырғаларының арасындағы үйкеліс күшін есепке алмастан, тіреуші қабырғаларға қатысты қолдану қажет.

7.2.9 Бункерлердің конструкциясын оны толтыратын сусымалы материалдардың салмағының уақытша жүктемесінің әсеріне, конструкцияның өзіндік салмағына, футеровка салмағына, бункер бетінің жапқышының тұрақты және уақытша жүктемелерінің әсеріне қатысты есептеу қажет.

Қысымның бағыты аталған нүктедегі қабырға бетіне перпендикуляр қабылданады.



**7-сурет – Жабысқақ материалдарға арналған бункерлердің қабырғаларының иілу бұрышын анықтау кестесі**

1 – шығару тесігі тікбұрышты пішінді бункерлер үшін (қабырғаларының қатынасы 3:1 және одан артық); 2 – дөңгелек тесігі бар конус пішінді воронкалы немесе төртбұрышты тесігі бар пирамидалы пішінді;  $\varphi$  - сусымалы материалдардың бункер қабырғаларына үйкелу бұрышы;  $\alpha$  - көлденеңге қатысты қабырғаның иілу бұрышы

**8-кесте – Үйкеліс коэффициенті**

Сусымалы денелер	Үйкеліс коэффициенті	
	Бетон бойынша	Құрыш бойынша
1	2	3
Апатитті концентрат	0,6	0,35
Қабырғасының өлшемі 100 мм асатын ірі кесекті гипс	0,45	0,3
Қабырғасының өлшемі 100 мм асатын майда кесекті гипс	0,55	0,35
Глинозем	0,5	0,3
Түйіршігінің үлкендігі 100 мм-ге дейінгі күйдірілген әк	0,55	0,35
Түйіршігінің үлкендігі 100 мм-ден асатын күйдірілген әк	0,45	0,3
Кокс және коксит	0,84	0,47
Түйіршігінің өлшемі 10 мм-ге дейінгі магнезитті ұнтақ	0,53	0,35
Құрғақ құм	0,7	0,5
Ылғалданған құм	0,65	0,4
Суланған құм	0,45	0,35
Көмір антрацит	0,5	0,3
Майда көмір	0,65	0,35
Фосфоритті ұн	0,5	0,3
Цемент	0,58	0,3

7.2.10 Бункердің қабырғасын көлденең және қиғаш бағытта созылатын күштердің және қабырғалардың бетінің тегіс жерлеріне түсетін иілу мезеттеріне қатысты етіп есептеу керек. Тұтастай алғанда бункердің конструкциясын оның кеңістікте пайдалану кезіндегі жалпы иілгіштігіне қатысты есептеу керек.

7.2.11 Бункер конструкциясын есептегенде сусымалы материалдардың үлестік салмағын ү технологиялық тапсырмалар бойынша қабылдау қажет.

7.2.12 Бункерлер, іс жүзінде темірбетоннан немесе құрыштемірбетоннан (жалпақ темірбетон плиталары мен құрышты қабырға), немесе монолит-темірбетон құрамаларынан жобаланады. Құрыштан, бункерлердің бөлігі ретінде қызмет атқаратын воронкаларды, параболистикасын (салбырап тұратын) жобалауға рұқсат етіледі, сонымен қатар технологиялық шарттар бойынша сусымалы материалдардың механикалық, химиялық және температуралық әсеріне ұшырайтын бункерлерді темірбетоннан жобалауға болмайды.

7.2.13 Жабысқақ материалдарға арналған бункерлердің бірыштарының ішкі шегін вуталы немесе дөңгелектене жобалануы тиіс.

7.2.14 Бункердің ішкі бетін үйкеліске ұшырайтын (I және II зоналар) және үйкеліске ұшырамайтын (III зона) телімдерге бөлуге болады.

I-зона – бункерді толтырған кезде сусымалы материалдар ағынының соққысына ұшырайтын және оны босатқан кезде қажалысқа түсетін телімдер. I-ші зонаны өзін-өзі қорғау қағидасы бойынша немесе тығыз негіздермен немесе резиналармен қажалуға қарсықорғаныштармен қорғау керек.

II-зона – бункерді босатқан кезде сусымалы материалдардың сүртілуіне ұшырайтын телім. II-зонаны тасқұймалармен, шлакоситаллмен, полимерлі материалдармен, резиналармен және өзге материалдармен, ал сусымалы материалдардың температурасы 50 °C –ден жоғары болса – термотөзімді құрамдардағы шлктасты және тасқұймалармен қорғау қажет.

III-зона – қорғанышты қажет етпейтін телім.

7.2.15 Бункерді оның конструкцияларының жоғарғы бетінің тез қажалуына ықпал ететін ірі кесекті қатты немесе абразивті материалдармен толтырған кезде, қасбетті-футерлі арнайы қорғанысты қарастыру қажет, бұл үшін көбінесе құрыш беттер, плиталар, құрыштан қабатталған торлар және т.б. пайдаланылады.

Сусымалы материалдардың бункерлердің ішкі бетінің қабатына үйкелуін, жоғары температурасы мен химиялық агрессиясының әсерін есепке алғанда, оларды шлак тасқұйма плиталарынан, қажалу және ыстыққа төзімді (бекітілген жерлерінің арасын күкіртке және ыстыққа төзімді құрамдағы ерітінділермен толтыра отырып) плиталармен, сонымен қатар жекелеген жағдайларда құрыштың арнайы түрлерінен жасалған беттермен) термотөзімді және т.б.) қорғаған жөн.

7.2.16 бункерлерді агрессивті және газды орталарда пайдаланған жағдайда олардың сыртқы беттерін (12)-ге сәйкес тот басудан қорғау қажет.

7.2.17 Жылытылмайтын үй-жайларда орналасатын ылғалды сусымалы материалдарға арналған бункерлерді жобалаған кезде бункер ішіндегі материалдардың қатып қалуын болдырмас үшін оның қабырғаларын тиімді жылытуды қарастыру қажет.

7.2.18 Қыздырылған немесе қатып қалған түрінде төгілетін жабысқақ материалдарға арналған бункерлерді жобалау барысында, қызған материалдардағы су буларының конденсациясын, сондай-ақ қатып қалған материалдардың бункер қабырғаларына жабысып қалуын болдырмау үшін, бункерлердің қабырғаларын жылу техникалық есептерге сәйкес жылуизоляциясын қарастыру қажет.

7.2.19 Бункерлерің жабындылары жүк салуға арналған тесіктері бар өтқа жанбайтын материалдардан жасалады. Егер жүктер көлік құралдарының тоқтаусыз жүрумен артылатын болса (вагон, машина, грейферлер), бункерлерді жүк артуға қарама-қарсы беттігі қабырға бүйіріне биіктігі 1м-ден аспайтын тұтас қоршауды міндетті түрде орналастыра отырып, жабындыларсыз жобалауға рұқсат етіледі. технологиялық ойықтарға арналған құрышты торларды орнату қажеттігі мен торлар ұяшықтарының өлшемдері технологиялық тапсырмалармен анықталады

7.2.20 Шаң түріндегі материалдарға арналған бункерлерде жабындылардың үстінен, егер біріккен жерлердегі плиталардың қалыңдығы 100 мм және одан аз болса, қалыңдығы 50мм болатын монолитті арматураланған қабат құюды қарастыру қажет.

7.2.21 Бункерлердің жабындыларында беткі қабатының астыңғы жағының артынан жабылатын металл қақпағы бар люктар орналастырылуы тиіс. Бункер үстіндегі жайларда көтергіш-транспорт құрылғыларын, ал бункердің іш жағынан жабындының астына талейді және өзге монтаждық құралдарды бекітуге арналған ілгектерді қарастыру керек.

7.2.22 Бункерлер, оның ішіне адамдарды түсіп тазалауын қажет етпеу мақсатында, қабырғаларын механикалық тазалауға және жабысып қалатын сусымалы материалдарды алып тастауға арналған құрылғылармен жабдықталуы тиіс.

### **7.3 Сусымалы материалдарды сақтауға арналған силостар және силосты қораптар**

7.3.1 Силос – тікшіл жағының биіктігі диаметрінен біржарым есе үлкен немесе жобадағы минималды өлшемдегі, сусымалы материалдарды ұзақ мерзімге сақтауға және қайта тиеуге арналған, өздігінен жүк түсіргіш.

7.3.2 Силос воронкасының пішіні, оның бұрыштарының еңістігі, төгу тесігінің өлшемі технологиялық өндірістің, унификацияның, топырақ және температуралық шарттар есебіне сәкес сусымалы материалдардың ағып кетуіне есептеліп, сондай-ақ архитектуралық-композициялық шешімдерді есеке алғандағы техникалық-экономикалық салыстырмалардың қорытындысына негізделіп анықталуы тиіс.

7.3.3 Жобадағы жеке силос пішіні көбінесе дөңгелек түрінде қабылданады. тиісінше негіздемелер болған жағдайда төртбұрышты және көптұрышты силостарды қабылдауға болады. Диаметрі 12 м-ден асатын силостарды дөңгелек пішінді етіп жобалайды.

7.3.4 Силос қораптарын жобалау барысында, тәртіп бойынша мына өлшемдер қабылданады: біріктірілген силостардың ортасынан өтетін бөлуші осінің торының өлшемі 3×3, 6×6 және 12×12 м; дөңгелек силостардың сыртқы диаметрі - 3, 6, 12, 18 және 24 м; төртбұрышты силостардың осі бойынша қабырғасының өлшемі - 3×3 м; силос, силос алдының және астының қабаттарының қабырғаларының биіктіктері - 0,6 м бөлінеді.

7.3.5 Ұзындығы 48 м-ге дейінгі темірбетонды силос қораптарын деформациялану тігістерінсіз жобалауға болады.

Тасты емес негіздерде силос қорабының ұзындығының оның еніне және биіктігіне қатынасы 2-ден артық болмауы керек. Силостарды бір қатарға орналастырған жағдайларды бұл қатынасты 3-ке дейін арттыруға болады.

Тиісті негіздемелер болған жағдайда қорап ұзындығын көрсетілген қатынастар бойынша арттыруға болады.

7.3.6 Көп қатарлы дөңгелек силосты қораптарды жобалаған кезде олардың арасындағы кеңістікте (жұлдызшалар) сатыларды, әртүрлі коммуникацияларды, қызмет көрсетулерді талап етпейтін техникалық қондырғыларды, сонымен қатар жабысқақ емес сусымалы материалдарды сақтауға орналастыруға болады.

ЕСКЕРТПЕ Силостарда ыстық сусымалы материалдарды сақтаған кезде жұлдызшалардағы саты құрылғыларын, беітілген тәртіппен қабылданған нормативтік талаптарға сәйкес орнатуға жол беріледі.

7.3.7 Іргетасқа тіресу сипаты мен конструкциясы бойынша силостар екі негізгі топқа бөлінеді: силос асты қабаты бар және силос асты қабаты жоқ. Силос астында қабаты жоқ силостарға материалдарды жүктеу сырт жағындағы қабырғасындағы тесік арқылы немесе шнектер және транспортерлермен жабдықталған, арнайы тереңдетілген галереяның тесігі арқылы жүзеге асырылады.

Силос астында қабаттар болған жағдайда, силос түбінің конструкциясы толтырушы сусымалы материалдың және жүкті түсіру құрылғысының сипатымен анықталатын, әртүрлі шешімдер арқылы жасалуы мүмкін.

Силостардағы шығару тесіктері , жалпы тәртіп бойынша ортасында орналастырылады. Бірнеше шығару тесіктерін орнату қажет болса, оларды силостің осіне қатысты симметриялы етіп орналастыру керек.

7.3.8 Силос корпустарын жобалаған кезде, техникалық-экономикалық тиімділігі мен құрылыстың нақты шарттарына сәкес, монолитті темірбетонды (индустриалды әдістермен салғанда) немесе темірбетон құрамасын (унификацияланған бұйымдардан) қолдану қарастырылады.

Темірбетонды, сондай-ақ құрышты инвентарлы және жедел силос сыйымдылықтарда сақтауға болмайтын сусымалы материалдар үшін, құрыш силостарын қодануға рұқсат етіледі.

7.3.9 Силос қабырғаларын құрыштан жобалаған кезде, оларды даярлау мен монтаждаудың индустриалды әдістерін мыналарды қолдана отырып қарастыруға болады: үлкен өлшемді беттер мен ленталарды; рулондау әдістерін; «жұмыртқа қабықшасын» даярлау; монтаждау барысында автоматты дәнекерлеу кезінде тігістердің минималдығы; сонымен қатар өзге де озық әдістерді.

7.3.10 Дөңгелек силостарда, силостардың құрама темірбетонды қабырғаларын көлемді блоктардан, жоба бойынша диаметрі 3м етіп жобалауға болады. Үлкен өлшемдер кезінде – монтаждау алдында царги немесе блоктармен іріленетін, жеке элементтерден немесе алдын ала ірілетпестен монтаждалатын элементтермен жүргізіледі.

Қабырғаның құрамалы темірбетон элементтерін қабырғалары жоқ тегіс беттерден жасау ұсынылады, өйткені қабырғалы конструкцияларды даярлау біршама күрделі және

көптеген сусымалы материалдардың жабысып қалатындығын ескеретін болсақ, оларды қолдану тиімсіз.

Тікшіл біріктірулердің құрамалы темірбетон элементтерінде орналастыру күрделілігі, олардың көптігі мен монтаждаудағы қиындықтар, диаметрі 12м және одан асатын кездерде монолитті темірбетон силостарын қабылдауды тиімді етеді. Силос қабырғаларын монолитті темірбетондармен орындаға кезде оларды жылтыр немесе қосарлы қалыптар арқылы салу ұсынылады.

7.3.11 Жобада құрама элементтерінің біріккен жерлерін атмосфералық ыстар мен сақтаудағы материалдардың майда дисперсті шандарынан қорғауды қамтамасыз ететін шаралар қарастырылу қажет.

7.3.12 Силостардың қабырғалары мен түбінің ішкі бетінде көлденең шығып тұратын қабырғалар мен ойықтар болмау керек.

7.3.13 Силостың диаметрті мен сақталатын материалға байланысты силостардың түбін құрышты жартылай воронка және бетонды шой тас тәрізді темірбетонды плиталардан немесе силостың барлық қиындыларындағы темірбетонды немесе құрыш воронка түрінде жобалайды.

7.3.14 Абразивті немесе кесекті материалдарға арналған силостардың қабырғалары мен түбін оларға жүк салу кезінде туындайтын сүртілу мен қираудан қорғау қажет.

Силостардың қабырғалары мен түбін қорғау үшін материалдарды сақталатын материалдардың физика-механикалық сипаттамаларының негізінде таңдап алу қажет. Силостарды жобалау барысында сақталатын материалдардың және ауа ортасының химиялық агрессиясын есепке алу қажет.

7.3.15 Силостарды толтыру үшін құбырлы контейнерлі пневматикалық көлікті пайдаланған кезде силос үстіндегі жабындыға силостағы артық қысымның пайда болуын ескертетін алдын-ала қорғау клапандарын орнату тиіс.

7.3.16 Силос үстінің жабындысын құрама темірбетонды немесе құрышты балкалар бойымен құрама темірбетон плиталарын, сонымен қатар құрышты балкалар бойымен профильді төсемдердің беттерін қолдана отырып жобалауға болады. Құрыш қабырғалы силостарда жабындылар құрышты элементтерден жасалады.

7.3.17 Силос үстіндегі орналасқан жайлары жоқ, сондай-ақ диаметрі 12м –ден асатын дара тұрған дөңгелек силостардың жабындыларын қабықша түрінде жобалауға рұқсат етіледі.

7.3.18 Силосүстіндегі жайлар мен конвеерлі галереяларды жанбайтын материалдардан жасалған жеңіл қабырғалы қоршаулардан жобалауға болады. Сондай-ақ құрама темірбетонды конструкцияларды қолдануға болады.

7.3.19 Силос астындағы жылытылмайтын жайлардың сыртқы қабырғаларын темірбетонды құрамалы панельдерден жобалауға болады. Силос астындағы жылытылатын жайлардың қабырғалары панель немесе кірпіштен жобаланады.

7.3.20 Байланыстырушы галереяларды жобалаған кезде силостардың немесе силос қораптарының арасында әркелкі шөгу мен қисаюдан болатын салыстырмалы ығысуларды есепке алу қажет.

7.3.21 Дара тұрған силостар мен силос қорпатарының іргетастарын балкасыз плиталы монолитті темірбетоннан жобалаған жөн. Тастақ және ірі кесекті топырақтарда



дара, ленталы немесе дөңгелек, монолитті немесе құрама тұратын іргетастарды қолдануға болады.

Бағаналы іргетастарда табиғи негіздің есептік деформациясының шекті мөлшерден асауын немесе оның беріктігінің қамтамасыз етілмеуін, сондай-ақ орнықтыру топырағы болған кезде және техникалық-экономикалық негізделген өзге жағдайларды қарастыру қажет.

7.3.22 Силос конструкциясын ҚР ҚН EN 1991 талаптарға сәйкес жүктемелер мен әсер етулерге қатысты есептеу керек. Сондай-ақ, силостарды есептеу барысында келесідей жүктемелер мен әсерлесулер есепке алынуы тиіс:

- уақытша ұзын – сусымалы материалдар салмағы, сусымалы материалдардың силос қабырғаларына көлденең қысымы және үйкелуі, технологиялық құрылғылардың салмағы [кемінде  $2 \text{ кПа}$  ( $200 \text{ кгс/м}^2$ )], бетонның шөгуі және сырғуы, қисаюы мен іркелкі шөгуі.

- қысқамерзімді – құрама конструкцияларды дайындағанда, тасымалдағанда және монтаждағанда, сыртқы температура өзгергенде, сусымалы материалдардың әркелкі көлденең қысымына, белсенді түрде желдету және гомогенизациялау барысындағы силосқа әсер етуші қысымнан туындайтын.

- ерекше – жарылыс кезінде таралатын қысымнан тұрады.

7.3.23 Силостарды жел қысымдарына қатысты есептегенде аэродинамикалық коэффициент ҚР ҚН EN 1991 сәйкес қолданылады.

Силостың төменгі зонасын (бағандар мен іргетастар) есептеу барысындағы, силостардың жалпы бетпе-бет қарсылығының аэродинамикалық коэффициенті мына бойынша қабылдайды: диаметрлері 3м-ден үлкен (ортасы бойынша) бір бірінен алшақ тұратын дара силостар эродинамические коэффициенті  $c = 0,7$ ; ара қашықтығы ұзақ болмаса  $c = 1,3$ ; бір жерге жинақталған силостар үшін  $c = 1,4$ .

7.3.24 Жүктеме бойынша конструкциялардың өзіндік салмағы үшін, жабындылардағы пайдалы жүктеме, қар және жел жүктемелері бойынша тұрақтылық коэффициенті мына бойынша қолданылады:

- сусымалы материалдардың көлденең және тікше жүктемелері үшін  $\gamma_f = 1,3$ ;

- силосқа келтірілетін теңпературалық әсерлер және ауа қысымы үшін  $\gamma_f = 1,1$ .

7.3.25 Силостың төменгі зонасының (силостың астыңғы қабатындағы және іргетасындағы бағандар) сығылуын есептеу кезінде (сусымалы материалдардың салмағы бойынша есептік жүктемелер  $0,9$  коэффициентіне көбейтіледі.

7.3.26 Төзімділік есебін қоспағанда, диаметрі 12м болатын дөңгелек, төртбұрышты және көпқырлы силостардың қабырғаларының төзімділігі  $p_s$  және  $p_b$  ассиметриялы циклдің коэффициенті бойынша есептеледі:

- қабырғалардағы бастапқы қысым  $p_s = 0,85$ ;

- қысым түспейтін қабырғаларды  $p_s = p_b = 0,7$ .

7.3.27 Ыстық сусымалы материалдармен толтырылатын силостар (бетонмен жанасқан кездегі температурасы  $100 \text{ }^\circ\text{C}$  –ден асатын) бірінші және екінші топтың шекті жағдайына температураның қысқа және ұзақ әсерін есепке ала отырып есептелуі тиіс.

7.3.28 Қайнаған қабаты (гомогенизация) қалыптасатын смесительді силостарға сусымалы материалдар мен сығылған ауадан силостардың түбі мен қабырғаларына (қайнаған қабаттың биіктігі шамасында) түсетін нормативтік қысым түбінің алаңы және

қабырғаларының периметрі бойынша біркелкі, гомогенизация барысында сусымалы материалдардың деңгейінің көтерілуін есепке алғандағы силовтағы сұйықтықтың гидростатикалық қысымының үлестік салмағы 0,6γ тең. Есепте гомогенизациясыз немесе оны ескере отырып есептеліп алынған басым қысым есепке алынған.

Қайнау қабатын қалыптастырмастан ауаны қыздырған кездегі ауаның артылған қысымы сусымалы материалдың қысымымен бірге есепке алынады.

7.3.29 Диаметрі 12м және одан асатын силовтарды орталықтамай жүктен босатса немесе жүктесе, оның қабырғаларын түсетін сусымалы материалдардың симметриялы емес қысымының әсерін тексеру керек.

7.3.30 Темірбетонды силовтар қабырғасындағы тікшіл жарықтың айырылуының шекті ені бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтерге сәйкес анықталады, мұнда дөңгелек силовтар үшін  $\delta = 1,2$  және төртбұрышты силовтар үшін  $\delta = 1$  қолданылады.

7.3.31 Төртбұрышты және көпқырлы силовтардың қабырғаларына түсетін уақытша ұзақ нормативті қысымдар әсерінен болған иіндер қабырға осіндегі өткелдердің 1/200-нен асып кетпеуі керек.

7.3.32 Сусымалы материалдардың нормативті көлденең қысымының  $P_h^n$  силов қабырғасына әсерін периметрі бойынша біркелкі бөлінген деп қарастырып, мына формула бойынша анықтау қажет:

$$P_h^n = \frac{\gamma^n p}{f^n} \left( 1 - e^{-\lambda f^n \frac{z}{p}} \right), \quad (41)$$

мұнда  $\gamma^n, f^n$  – сусымалы материалдардың үлесті салмағы мен үйкелу коэффициенті;

$p = \frac{A}{u}$  – қиындының гидравликалық радиусы ( $A$  және  $u$  – силовты көлденең қию периметрі мен алаңы);

$e$  – натуралды логарифмдердің негізі;

$\lambda = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^n}{2} \right)$  – сусымалы материалдардың бүйірлік қысымының коэффициенті;

$\varphi^n$  – сусымалы материалдардың ішкі үйкелісінің бұрышы;

$z$  – жүктелген материалдың беткі қабатының арақашықтығы.

7.3.33 Сусымалы материалдардың нормативті тікшіл қысымын мына формуламен анықтайды:

$$P_v^n = \frac{P_h^n}{\lambda}. \quad (42)$$

7.3.34 Сусымалы материалдардың силовтар қабырғасына түсіретін толық нормативті көлденең қысымын мына формуламен анықтайды:

$$P_{h0}^n = a P_h^n, \quad (43)$$

мұнда  $a$  - силостарды толтыру және босату, құлату және пневматикалық жүйелердің төгу жұмысы кезіндегі қосымша қысымды есепке алатын 9-шы кестеде көрсетілген коэффициент.

7.3.35 Толық көлденең қысымның уақытша бөлігі

$$p_{h1}^n = p_h^n (a - 1). \quad (44)$$

**9-ші кесте- Коэффициенттер силостарды толтыру және босату**

Силостар конструкциясы мен олардың бөлшектері	Коэффициенттер		$\frac{a}{\gamma_c}$
	$a$	$\gamma_c$	$\gamma_c$
I. Қабарға арматуралары көлденең кездегі есеп			
1. Дара тұрған темірбетонды дөңгелек силос	2	1	2
2. Дөңгелек силостар қатарласа орналасатын темірбетонды силостардың қорабы:			
сыртқы	2	1	2
ішкі	2	2	1
3. жақтары 4м-ге дейінгі төртбұрышты силостың темірбетонды силостық қорабы:			
сыртқы	2	1,65	1,2
ішкі	2	2	1
II. Түбі мен воронкасының плиталары мен балкаларының есебі кезінде			
4. Түбінің плитасының шой тасы, балкасы темірбетонды воронкасы жоқ	2	1,3	1,5
5. Түбіндегі плитасында биіктігі 1,5 м* және одан асатын забуткасы бар плиталар	2	2	1
6. Темірбетонды немесе құрышты силостағы құрыш воронка мен құрышты дөңгелек балка	2	0,8	2,5
7. темірбетонды немесе құрышты силостар қабырғаларына құрыш воронканың бекітілу бөлшектері	1,5	0,8	2,5
* Забутка биіктігі $h < 1,5$ м болса, $\gamma_c$ коэффициентінің мазмұны 1,3 және 2 арасындағы интерполя және мына формула бойынша анықталады			
$\gamma_c = 1,3 + 0,47 h$ .			
ЕСКЕРТУ 1. Құрыш силостың қабырғасын есептегенде $\gamma_c$ коэффициенті 0,8-ге көбейтіледі.			
ЕСКЕРТУ 2. Көмірге арналған құрыш силос қабырғасын есептегенде $a$ және $\gamma_c$ коэффициенттері 1-ге тең болады.			

7.3.36 Силос қабырғаларына қажалу әсерінен берілетін сусымалы материалдардың нормативтік тікшіл қысымы  $P_f^n$  мына формуламен анықталады:

$$P_f^n = f P_h^n. \quad (45)$$

7.3.37 Сусымалы материалдардың силос табанына келтіретін нормативтік тікшіл қысымы  $P_{v1}^n$  мына формуламен анықталады:

$$P_{v1}^n = a P_v^n, \quad (46)$$

бірақ  $P_{v1}^n = \gamma z$ , -ден артық емес.

мұнда  $a$ ,  $P_v^n$  - 13.34 және 13.35 тармақтары бойынша анықталады;

$\gamma$  - түбінің астындағы топырақ толтыруының үлесті салмағы;

$z$  – толтыру биіктігі.

7.3.38 Түбінің еңіс немесе вворонка тұсындағы сусымалы материалдардың тікшіл қысымы түбінің еңіс немесе воронкасының төбесі үшін есептелген қысымға тұрақты түрде тең қолданылады.

7.3.39 Дөңгелек силостарды ось бойынша созылатын күштермен есептеу керек

$$N = \frac{\gamma_f}{\gamma_c} a p_h^n \frac{d}{2}, \quad (47)$$

мұнда  $N$  – созылмалы күштің есебі;

$\gamma_f$  - 13.25 т. бойынша қолданылатын жүктілік бойынша тұрақтылық коэффициенті;

$a$ ,  $\gamma_c$  – 11-ші кесте бойынша қолданылатын түзету коэффициенттері;

$d$  – силостың ішкі диаметрі.

7.3.40 Дөңгелек силостар қабырғасын орталық созылуға қатысты есепегенде бетонның қызметі есепке алынбайды.

Төртбұрышты және көнқырлы силостардың қабырғаларын ортадан тыс созылуға қатысты есептеу керек. Күштердің осьтік созылуы (47) формула бойынша анықталады, мұнда  $d$  силос өлшемінің жарық өлшеміне теңдігі қабылданған.

Іілу мезеттері периметрі бойынша сусымалы материалдар қысымының біркелкі есебі бойынша толтырылған, көлденең жабық рама сияқты анықталады.

7.3.41 Силос қабырғаларына қатысты жұмыс шарттарының коэффициенттерін сырғымалы қалып арқылы салынатын силос қабырғалары бойынша қолданылатын бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес анықталады, бетонның жұмыс шартының коэффициенті  $\gamma_b = 0,75$ , мұнда жүктеме ісерінің ұзақтығын есептейтін  $\gamma_{b2}$  коэффициенті 1-ге тең деп алынады.

7.3.42 Құрышты дөңгелек силостардың қабырғаларына түсетін жүктемелер темірбетонды дөңгелек силостардың қабырғаларына түсетін жүктемелермен бірдей есептеледі.

Құрышты силостардың қосымша қабырғаларының шыдамдылығын жұмыс шарттарының коэффициенті 1-ге тең етіп есептеледі.

Құрыш қабырғалардың шыдамдылығын есептемеуге де болады.

7.3.43 Құрыш силостар үшін сыртқы температураның тәулік ішіндегі өзгерісінің әсерін, сусымалы материалдардың көлденең қосымша нормативті қысымы түрінде, оны периметрі мен биіктігі бойынша біркелкі бөлінген деп санап, мына формула бойынша есептеу керек:

$$P_{ht}^n = k_t \frac{\alpha_t T_1 E_m}{\frac{d}{2t} \cdot \frac{E_m}{E_c} + (1 - \nu)}, \quad (48)$$

мұнда  $k_t$  – 2-ге тең деп саналатын коэффициент;

$\alpha_t$  –  $1,2 \cdot 10^{-5}$  -ке тең құрыш қабырғалары материалдарының сызықтық температуралық деформациялануының коэффициенті;

$T_1$  – бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес қабылданатын сыртқы температуратың тәуліктік амплитудасы

$E_m$  – сусымалы материалдардың сығылу деформациясының модулі;

$d$  – дөңгелек силостың ішкі радиусы немесе төртбұрышты силостың жақтары;

$t$  – тікшіл қиысу бойынша келтірілген қабырға қалыңдығы, м;

$E_c$  – қабырға материалдарының шымырлығының модулі;

$\nu$  – силосты толтыратын материалдардың көлденең деформациясының бастапқы коэффициенті (Пуассон коэффициенті  $\mu$ ).

7.3.44 Құрыш силостың пішінінің өзгерген жері, атап айтқанда цилиндрлік бөлігінің конусты немесе жалпақ түбімен жанасқан зонасы, сонымен қатар жүктеменің бірден өзгерген жерлері жұмыс шарты 1,4-ке тең коэффициент бойынша жергілікті қосымша жүктемемен тексерілуі тиіс.

7.3.45 Сусымалы материалдарды симметриялы түрде артқанда немесе түсірген кезде құрыш силостарының қабырғалары, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес жұмыс шарты  $\gamma_c = 0,8$  коэффициент бойынша шымырлығына тексеріледі.

7.3.46 Жүктерді симметриялы емес түрде атқанда және түсіргенде, құрышты дөңгелек силостардың дөңгелектеніп иілу мезетін қабылдамайтын қабырғалары цилиндрлік қабықшаның есебімен анықталатын, дөңгелек меридианды және ығыстырушы күштердің әсері бойынша төзімділігі мен шымырлығына қатысты тексеріледі.

7.3.47 Монолитті темірбетон силостарының қабырғаларын класы В15-тен төмен болмайтын бетоннан, ал қабырғаның конструкциялы темірбетон элементтерін – класы В25-тен төмен болмайтын бетондармен жобаланады.

Бетонның суыққа және ылғалға төзімділігінің маркасын 1-ші кестенің 4.8. т. сәйкес анықтау қажет.

7.3.48 Тастақ емес жерлерде салынатын, жинақталған және дара тұрған силостардың есебі, екінші топтың шекті жағдайымен (деформациялануы бойынша) бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес анықталады.

Негіздердің деформациясын есептеген кезде желден болатын жүктеме негізгі жүктемелердің қосындысына қосылады.

7.3.49 Көршілес қораптардың ықпалы болмайтын жағдайда, жалпы іргетас плитасында қатты жақындатылған силос түріндегі қораптардың іргетасының қисаюын анықтау барысында топырақтың жоғарғы деформациялану модулі есепке алынады. Топырақтың деформациялану модулін арттыру, силостарды алғаш рет ұзақтығы екі айдан аспайтын мерзімге біркелкі етіп толтырып, топырақты алдын ала сығу арқылы қамтамасыз етіледі. ады.

7.3.50 Іргетас астындағы топыраққа түсетін жүктемені анықтау барысында, силостарды сусымалы материалдармен толықтай толтыру жағдайларын және силостардан жүктемелердің барынша қолайсыз қосындысын тудыратындай етіп сусымалы материалдарды шығару жағдайларын есептеу керек.

7.3.51 Силос астындағы бағандарды, іргетасқа қаланған қадалардың схемасы бойынша, силос түбіне іс жүзінде қысылуымен есептеу керек.

7.3.52 Бағандарды есептеген кезде қораптардың қисаюы (0,004-ке тең) барысындағы иілу мен қысылуының қосымша күштері, сондай-ақ рұқсат етілген шектерде баған бетінің ауытқуынан және түбі мен ворокасындағы құрама плиталардың ығысуынан болатын қосымша иілу мезетін есепке алу керек.

7.3.53 Эвакуациялау сатыларын қадамының енін кем дегенде 0,8 м және 1:1 аспайтын еңіспен жобалау қажет. Адамдарды эвакуациялауға арналған сыртқы құрыш қадамды сатыларды ені 0,7м және қадамының еңісі 1:1 аспайтындай, 1,0 м биіктіктегі қоршаумен және биіктігі бойынша 8м-ден астам қашықтықтарға алаңдар орната отырып жобалау керек.

7.3.54 Карниздің төбесіне дейін 10 м-ден асатын силостық қораптың сыртқы қабырғаларының периметрі бойынша, шатырда жанбайтын материалдардан жасалған, биіктігі 0,6 м-ден кем емес болатын тор қоршауларды орнату керек.

7.3.55 Силостарды толтырғанда немесе босатқанда шаңдары жарылғыш концентрацияларды құрайтын сусымалы материалдарға арналған силостарды жобалаған кезде, жарылыстарды болу мүмкіндігін жоққа шығаратын, сондай-ақ электростатикалық разрядтардың пайда болуын ескертетін шаралар қарастырылады.

#### **7.4 Коксхимзауыттарының көмір мұнаралары**

7.4.1 Осы бөлімдегі ережелер кокстеу алдында көмір шихталарын аккумуляциялауға және оларды кокс пештеріне бөлу үшін вагондарға тиеуге арналған коксхимзауыттарының көмір мұнараларын жобалаған кезде сақталуға жатады.

7.4.2 Көмір мұнаралары мен олардың габариттік өлшемінің көлемдік-жобалық шешімдері, кокс батареялары мен құрылыс тапсырмасына сәйкес жылжымалы технологиялық құрылғылардың (коксты итеріп шығарушы, есік түсіруші машиналар, сөндіруші және жүк артылатын вагондар) өзара орналасуының тиімділігін қамтамасыз етуі тиіс.

Жобаға сәйкес, көмір мұнаралары тікбұрышты болады.

7.4.3 бір кәсіпорын үшін бірнеше көмір мұнараларын жобалаған кезде, олардың көлденең қисынының конфигурациясы иен өлшемі үйлестірілген болуы тиіс.

7.4.4 Көмір мұнараларының габаритін көлденең бойынша 0,3 м бөлінетін, тігінен 0,6 м-ге бөлінетін етіп қабылдайды.

7.4.5 Басты мақсаттардағы технологиялық құрылғылардан бос болатын көмір мұнарасының төменгі зонасын, қосымша жайларды орналастыру үшін пайдалануға рұқсат етіледі: электр нүктелері; ауаалмастырғыш қондырғылары; КИП бөлмелері; кокс блогындағы қызметтік-тұрмыстық жайлар және т.б.

7.4.6 Көмір мұнарасының тесік бөлігінің ішкі габаритінде мыналардың болуы қамтамасыз етілуі тиіс:

- қауіпсіздік нормаларымен талап етілетін, құрылыс және технологиялық құрылғылардың арасында саңылау болуы тиіс, бірақ 0,1 м-ден аз.

- жүк тиелетін вагонның екі жағынан ені кемінде 0,8м және биіктігі кемінде 2,1 м болатын жолдардың болуы.

7.4.7 Көмір мұнарасының сыйымдылық үстінің өлшемі сыйымдылық бөлігіндегі шихталарды ұяшықтарға бөлуге арналған құрылғыны орнатуға мүмкіндік беруі тиіс. Мұнда құрылғылар мен құрылысконструкцияларының арасында 0,8 м-ден кем болмайтын жол қарастырылуы тиіс.

7.4.8 Көмір мұнаралары мен оның бөлшектерін есептеген кезде келесі жүктемелерді ескеру қажет: конструкцияның өзіндік салмағы, стационарлы құрылғы мен тиеу вагонының жүктемелері, сыйымдылықты толтыратын материалдардың қысымы, топырақ қысымы, жанасқан конструкциялардың берілетін жүктемелер.

Қажет болған жағдайларда ерекше жүктемелер мен әсерлесулер есепке алынады (сейсмикалық, тау өнімдерінің әсері және т.б.).

7.4.9 Сыйымдылық жағындағы қабырғаның мейілінше майысуы кіші өткелдің 1/200-нен аспауы тиіс.

7.4.10 Толтыру материалдарының сыйымдылық қабырғаларына көлденең қысымының есебін тікбұрышты силос немесе бункерлер үшін қолданылатын геометриялық өлшемдердің қатынасына байланысты анықтайды.

Көмір шихталарының үлестік салмағы мен оның ішкі үйкелу бұрышын көмір мұнараларын жобалауға қатысты технологиялық тапсырмалар бойынша қабылдау керек, бірақ ол  $\gamma'' = 8,5 \text{ кН/м}^3$  ( $0,85 \text{ тс/м}^3$ ) кем болмауы тиіс, ал ішкі үйкеліс бұрышы  $\varphi'' = 40^\circ$ -тан аспауы тиіс.

7.4.11 Сыйымдылық жағындағы қабырғаны есептегенде келесідей жүктемелердің үйлесімін қарастыру қажет:

- Барлық сыйымдылықтар толтырылған, қабырғалардың біріне жел асты тікшіл бетіне әсер ететіндей, желдің тиімсіз қысымы әсер етеді.

- Сыйымдылықтар толтырылмаған, қабырғаларға жел жағының тікшіл бетіне әсер ететіндей желдің тиімді әсері;

- Сыйымдылықтардың бірі толтырылған (ішкі көлденең қабырғаны есептеу үшін).

7.4.12 Көмір мұнарасын физикалық, ал тиеу вагондарының өткелін зонасында - оның геометриялық сызықты еместігін (жұмыстарды жүргізуге арналған құрылыс нормаларымен рұқсат етілетін шектерде конструкцияларға тиімсіз тікшілдіктен ауытқуын есепке ала отырып, деформацияланатын схема бойынша) ескере отырып, кеңістіктегі жүйе ретінде қарастыруымыз қажет.

7.4.13 Көмір мұнараларының қабырғаларының есебін сыйымдылық бөлігінің тік және көлденең қабырғаларының жекелеген бөлшектеріне, тиеу вагондарының өту зонасындағы тік қабырғаларға, қабырғалардың төменгі зоналарына бөле отырып жүргізуге болады.

Сыйымдылық бөлігіндегі тік қабырғаларды есептеу барысында, осы қабырғаларды әрбір бөлшекті есептеу кезінде балка-қабырғаға айналдыратын, тиеу вагондарының өтуіне арналған ойықтардың болуын ескеру қажет.

7.4.14 Қабырғаны әрбір бөлшек бойынша есептеу барысында, қабырғаның тесіп өтетін бөлігінің есептік схемасын, қабырғаларды жылжымалы қалыппен бетондауға берілетін рұқсаттарға сәйкес, тікшілден ауытқуларын ескере отырып, абсолютті қатты ригелдері және қысқыш тіреулері бар бірөткелді бірқабатты рама түрінде қабылдау

кажет. Бұл бойынша тиеу вагондарының өтуіне арналған ойықтар төбесінің көлденеі сырғуы  $a_h$ , осы ойықтың астына қатынасы:

$$a_h = 1,2\eta a, \quad (49)$$

мұнда  $a$  – тиеу вагондарының өтуіне арналған ойықтардың биіктігіне тең, қабырға биіктігінің рұқсат етілген көлденең сырғуы;

$\eta$  - бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттар бойынша қабылданатын, мен қабылданған эксцентриситет ұлғаюының коэффициенті.

7.4.15 Көмір мұнараларында сиымдылық бөлігінің төбесіне дейін түсетін жолаушы-жүк лифттері қарастырылу керек.

7.4.16 Көмір мұнараларының жайларында өрт-ауыз су құбырын қарастыру керек.

## **8 ЖЕРҮСТІ ҚҰРЫЛЫСТАРЫН ЖОБАЛАУ ТӘРТІБІ**

### **8.1 Толтырусыз үлдіріктер (этажеркалар) мен алаңдар**

8.1.1 Этажеркаларды мынадай есеппен жобалауға болады, жабындысының алаңының кемінде 70-80 % пайдаланылатын (пайдаланылатын алаңға жобадағы құрылғы және оның өтуіне арналған ені кемінде 1,0 м жолы қосылатын, және оған тұрақты қызмет көрсетуге 0,8 м, монтажды алаңдар, монтажды ойықтар мен сатылар алаңдары қосылу керек) болуы тиіс.

8.1.2 Этажеркаларды өлшемі 6×6, 9×6, 12×6 м болатын (бағандар қадамы 6 м) баған торынан жобалау керек. Этажеркалар қабаттарының биіктігі технологиялық талаптардың негізінде тандап алынады.

Алаңның белгісі 0,6 м-ге бөлінуі тиіс.

8.1.3 Этажеркалар мен алаңдардың конструкциясын(бағандар, балкалар, жабындылар) құрамалы темірбетоннан, құрышты профильден, беттер мен профилденген төсемдерден жобаланады.

Бес жылға дейін өзгертілмейтін, технологиялық процесті өндіріс кезінде, этажеркалардың конструкциясы құрыштан жобаланады.

8.1.4 Бөлшектері бетондалуға жататын құрышты этажеркаларда, бетон қаңқамен бірлесіп әрекеттену керек.

8.1.5 Тербеліс тудыратын құрылғылар орнатылатын этажеркалар, ғимараттың қаңқасымен біріктірілмеуі керек, ал ондағы құрылғылар дірілді оқшаулағышқа орнатылуы керек.

8.1.6 Этажеркалар мен алаңдардың, ашық ойықтар мен өткелдердің, сатылар мен сатылар алаңының сыртқы периметрі бойынша (оның ішінде, бағанды аппараттарға арналған алаңдар) биіктігі 1 м болатын қоршаулар орнатылуы тиіс.

Қоршаудың төменгі бөлігінде биіктігі 0,14 м болатын тұтас борт болуы тиіс.

### **8.2 Ашық кран эстакадалары**

8.2.1 Ашық кран эстакадалары ашық алаңдарда орналасатын қоймалар мен өндірістерге қызмет көрсетуге арналады және жылжымалы козловый крандарды қолдану



мүмкін болмайтын, көпірлік кран түріндегі көтергіш-көлік құралдарын қажет етеді.

8.2.2 Ашық сипаттағы кран эстакадалары мемлекетаралық және мемлекеттік стандарттар мен машинажасау зауыттарының техникалық шарттарына сәйкес жасалатын көпірлі электрлі тіреуішті және арнайы крандармен (магнитті, грейферлі, магнитті-грейферлі) жабдықталады.

8.2.3 Ашық кран эстакадалары ҚР ҚН 3.02-28 бойынша [20]-ға сәйкес, өткелдерінің бағандарының қадамы 12 м етіп жобалануы тиіс. Тиісті негіздемелер болғанда 6м-ге тең болатын, бағандардың өзге де қадамын белгілеуге рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТПЕ 1 Крандардың өткелі эстакада өткелдерінен 1,5м-ге аз етіп, ал кран габаритінен жоғары көлденең тіреуіштер болған жағдайда – эстакада өткелдерінен 2м аз болып қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ 2 Қайта құру кезінде өткелдер мен биіктік өлшемдерін қайта құрылатын эстакаданың немесе оған жанаса орналасатын ғимараттың өткелі мен биіктігіне сәйкес қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ 3 Қажет болған жағдайларды ашық кран эстакадаларының өлшемдері крандарды жасаушы зауыттармен келісе отырып қабылданады.

8.2.4 Ашық кран эстакадаларын 2 типте жобалау қажет: бірөткелді және көпөткелді.

Көп өткелді эстакадаларда әртүрлі өлшемдердегі өткелдерді қолдануға болады.

8.2.5 Ашық кран эстакадаларын, көпірлі крандардың ғимарат ішінен эстакадаға шығатын, жылытылмайтын ғимараттардың бүйіріне жанастыра отырып жобалауға рұқсат етіледі, мұнда жанасатын жерлерде мыналардың болуын қарастыру қажет:

- эстакада мен бағандардың көлденең бөлшектеу остері;
- егер конструктивті шешімдермен рұқсат етілсе, эстакада мен ғимарат бағандарының іргетастары.

Ғимараттар қабырғаларының бойымен салынатын ашық кран эстакадалары жылжитын, кранның астындағы жолдарға, тролльдар мен қызмет көрсетуші алаңдарға кезде ғимарат шатырынан судың ағуына жол бермеу қажет.

8.2.6 Ашық кран эстакадаларын көлденең алаңға орнату қажет, мұнда атмосфералық сулардың ағып кетуі үшін жергілікті еңістер жасау қажет.

8.2.7 Кран эстакадасының алаңында эстакада бойымен кез-келген бағыттағы темір жол және автокөлік жолдарын жасауға рұқсат етіледі.

Эстакада алаңына темір жолды орнатқан жағдайда, көпірлі кран кабинасынан жүктің тиелуі мен түсірілуі, сондай-ақ вагон ішінің едені толық көрінетіндей басқару кабинасымен жабдықталуы керек.

8.2.8 Ашық кран эстакадаларын еркін орналасатын бағандардан (тік бағыттағы) жобалаған жөн.

Кран габаритінен жоғары жағынан тікшіл қатты конструкциялары алынып тасталған бағанды эстакаданы, негіздердің әркелкі деформациялануынан және эстакада еденіне 0,2 МПа (20 тс/м<sup>2</sup>) астам нормативті қысым түсіретін жағдайларда қолдануға болады. Мұнда «Жүк көтеруші крандардың құрылғылары мен оларды пайдалану қауіпсіздігінің ережесіне» қарастырылған, крандардың құрылыс конструкцияларына жақындау габариттерін қамтамасыз ету қажет.

Көлденең бағытта эстакадалардың тұрақтылығын кран астындағы балкалармен және әрбір температуралық блокта орнатылатын тікшіл байланыстармен қамтамасыз ету

ұсынылады.

8.2.9 Эстакаданың есептік схемасын кесіндісінің деңгейі мен кран астындағы балкалы және тікшіл байланысқан, температуралық блоктың шегіндегі шарнирлі байланысатын, іргетасқа мекем бекітілген, дара тұратын бағандардың көлденең қатары түрінде қабылдау қажет.

Тіркеушісі бар эстакадалар үшін есептік схеманы бағандар мен тіркеушілерді қамтитын, көлденең рама түрінде қабылдау керек.

ЕСКЕРТПЕ Негізгі конструкциялар қатарының кранның көпірімен байланысы есептеу барысында ескерілмейді.

8.2.10 Жобалау барысында ашық кран эстакадаларындағы аралас бағандардың негіздерінің деформациялануын ескеру ұсынылады.

Бұл жерде жиналатын немесе қайта өңделетін материалдардың, бұйымдардың және т.б. салмағы 0,05 МПа (5,0 тс/м<sup>2</sup>) астамын құрайды немесе эстакаданың жанында іргетас астындағы топырағының деформациялануының белсенді аймағы, эстакада бағандарының іргетасының астындағы белсенді аймаққа жатқызылатын ғимараттар мен құрылыстар бар болса, онда негіздердің деформациясы көрші бағандардағы кранастылық рельстерінің басына 20 мм асатын және кран рельстерінің арасын 10 мм астам аралыққа өзгертетін қосымша айырмашық тудырмау керек.

### **8.3 Технологиялық құбыр желілері астындағы дара тұрған тіреулер мен эстакадалар**

8.3.1 Технологиялық құбыр желілерінің астындағы дара тұрған тіреулердің арақашықтығын құбыр желілерінің мықтылығына және қаттылығына қатысты, жалпы тәртіппен 3м және 6 м кем емес болып бөлінетін есеппен жасалады.

Трассаның ғимараттар мен құрылыстарға, сондай-ақ автокөлік, темір жол және өзге коммуникациялармен тірелетін жерлетінде, өзге тіреулер өлшемдерінің қадамын тағайындауға рұқсат етіледі.

8.3.2 2 Жеке тұрған тіректер мен эстакадаларды, әдетте, алдын-ала кернелген және кернелмеген арматурасы бар жиналмалы унифицирленген темірбетон конструкциялардан жобалау керек. ТЖ 101 сәйкес болат конструкцияларды қолдануға жол беріледі.

8.3.3 Пайдаланылу шарттарымен талап етілетін жағдайларда, құбырларға қызмет көрсету үшін эстакадаларда өтуге арналған көпірлерді қарастыру қажет.

8.3.4 Темірбетонды тіреулерді жеке іргетасқа орнатылатын бағандардың тіреуі және жалпақ немесе кеңістік жүйелеріне біріктірілген бағандар тіреуі түрінде; төртбұрышты темірбетонды тіреулер, бурнабивті тіреу немесе қабықшалы тіреулерді пайдалана отырып, ленталы біртіреулі іргетасқа орнатылатын бағандар түрінде жобалауға рұқсат етіледі.

Технологиялық құбыр желілерінің тірегі бірқабатты өндірістік ғимараттардың бағандары үшін қолданылатын, темірбетонды құрамалы және монолитты іргетас түрінде болуы мүмкін.

8.3.5 Дара тұрған тіреулер мен эстакадалардың көлденең тұрақтылығын әрбір температуралық блокқа дара орналастырылатын, анкерлік тіреулердің көмегімен қамтамасыз етіледі.

Темірбетонды тіреуі бар эстакадаларды анкерлік тіреусіз жобалайды. Мұндай жағдайда трассаның бойында қолданылатын температуралық блокқа түсетін көлденең жүктемені барлық тіреулерге беру қажет.

8.3.6 Эстакадалардың температуралық жіктері құбыр желісінің компенсаторлы құрылысымен біріктіру қажет, бұл жерде температуралық блоктың барынша мүмкін болатын ұзындығын қарастыру керек.

8.3.7 Алаңдағы, көпірлердегі және сатылардағы адамдардың және жөндеу материалдарының салмағынан келетін нормативті жүктеме, 0,75 кПа (75 кгс/м<sup>2</sup>) теңдік бойынша біркелкі бөлініп қабылданады.

Өндірістік шаңдардың отыру салмағынан түсетін жүктемені, шаң бөлуші көздерден 100 м-ден астам арақашықтықта орналасқан, құбыр желілері мен қызмет көрсетуші алаңдар бойынша ғана есепке алу керек, және олар мынаған тең:

- қызмет көрсетуші алаңдар мен өткел құрылысының бөлшектері үшін - 1 кПа (100 кгс/м<sup>2</sup>);

- құбыр желісі үшін - құбырлардың көлденең проекциясы 0,45 кПа (45 кгс/м<sup>2</sup>)

осы орайда жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентін: адамдар мен жөндеу материалдарының салмағынан – 1,4; өндірістік шаңдарының басылуы салмағынан – 1,2 деп алу қажет.

8.3.8 Дара тұрған тіреулер мен эстакадаларының құрылыс конструкцияларының есебін жалпақ конструкциялардағы сияқты қарастыру қажет. Есептер мен қосымша факторларды нақтылауды жүргізу қажет болған жағдайда, дара тұрған тіреулер мен эстакадаларының құрылыс конструкцияларының есебін, олардың құбыр желілерімен бірлескен әрекетін есепке ала отырып кеңістіктегі жүйелер сияқты жүргізіледі.

8.3.9 Эстакадаларға құбыр желілерін салған кезде құбыр желісінің тіреушінің жылжымалы бөліктерінде үйкеліс күшінен келетін көлденең бойлық жүктеме өткелдегі құрылыстармен және анкерлі тіреулермен сіңіп кетеді, және аралық тіреулерге әсер етпейді.

8.3.10 Тіреулер мен эстакадаларға құбыр желісінен түсетін тікшіл нормативті жүктеме барлық құбыр желілерінен түсетін тікшіл жүктеменің жиынтығы ретінде қабылдануы тиіс.

Бір құбыр желісінің тіреуге үйкелуінің есептік күші осы құбыр желісінің есептік тікшіл жүктемесін, тіреу бөліктерінде «құрыш бойынша құрышқа» тең деп алынатын қажалыс коэффициентіне: сырғымалы болса – 0,3; құбыр желісінің осы бойымен айналуы – 0,1; осінен тыс – 0,3; шарикті -0,1 –ге көбейту арқылы анықталады.

8.3.11 Құбыр желілерінің нақты негіздемелері болмаған жағдайларда тұрған эстакадалар мен тіреулердің траверсі ұзындығының бірлігіне  $p$  тік қарқынды жүктеменің мазмұнын мына формула бойынша анықтау қажет:

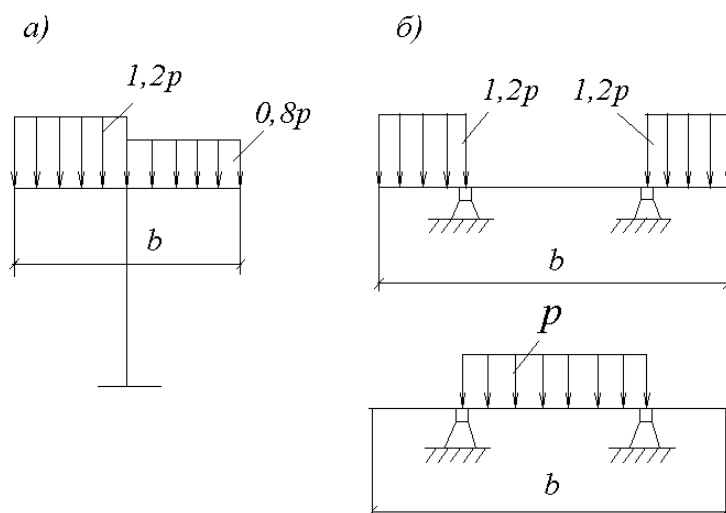
$$p = qa/b, \quad (51)$$

мұнда  $q$  – трассаның 1м ұзындығына құбыр желісінен келетін тікшіл жүктеме;

$a$  – траверс қадамы;

$b$  – траверс ұзындығы.

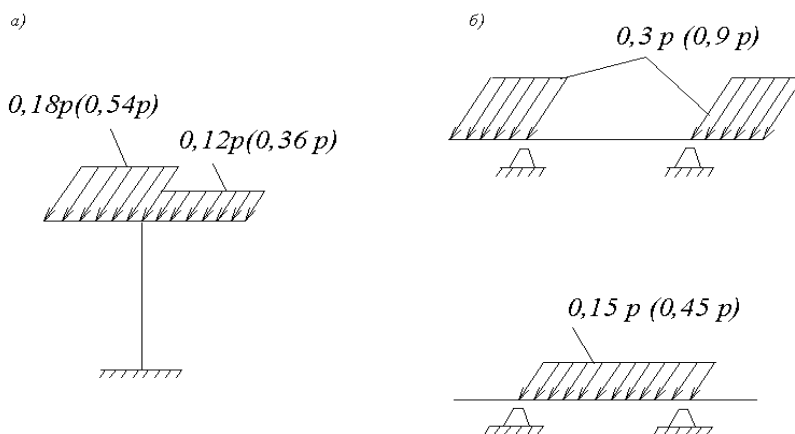
осы жүктемені траверстің бойына бөлінуін 8-ші сурет бойынша қабылдау керек.



**8-сурет – Дара тұрған тіреулер мен эстакадалар траверсінің есебі кезіндегі тікшіл жүктеменің қарқындылығын бөлу**

$a$  – бірқадалы тіреулер үшін жүктемелердің бөліну кестесі;  $b$  – ол да, екі қадалы тіреулер мен эстакадалар үшін.

Дара тұрған тіреулер мен эстакадалар траверсінің ұзындығының бірлігіне келетін тікшіл жүктеменің қарқындылығының нормативтік мазмұны, құбыр желілерін нақты орналастыру тәртібі бекітілмеген жағдайда, 9-шы суретке сәйкес анықталады. Мұнда жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентін 1,1-ге тең деп алу керек.



**9-сурет – Дара тұрған тіреулер мен эстакадалар траверсінің есебі кезіндегі көлденең жүктеменің қарқындылығын бөлу**

$a$  – бірқадалы тіреулер үшін жүктемелердің бөліну кестесі;  $b$  – ол да, екі қадалы тіреулер мен эстакадаларға арналған

ЕСКЕРТПЕ Жакша ішінде құбыр желілерінің траверстерге жылжымайтындай етіп орналасқандағы жүктемесінің мазмұны көрсетілген.

8.3.12 Көпқабатты дара тұрған тіреулер мен эстакадалардағы қабат бойынша құбыр желілерін орнатудың тәртібі болмаған кезде, тікшіл және көлденең жүктемелер мына бойынша қабылданады:

- екі қабатты тіреулер мен эстакадаларда: жоғарғы қабатына - 60 %, төменгі қабатына - 40 %, үшқабатты тіреулер мен эстакадаларды: жоғарғы қабатқа - 40 %, ортаңғы қабатқа - 30 %, төменгі қабатқа - 30 %.

8.3.13 Құбыр желілерін орнату тәртібі болмаған кезде, дара тұрған бағандар мен іргетасты есептеуге арналған нормативтік жүктемені мына бойынша қабылдау керек:

- 10-суретке сәйкес, трасса бойындағы тікшіл және көлденең техникалық жүктемелерді аралық тіреулерге қатынасы;

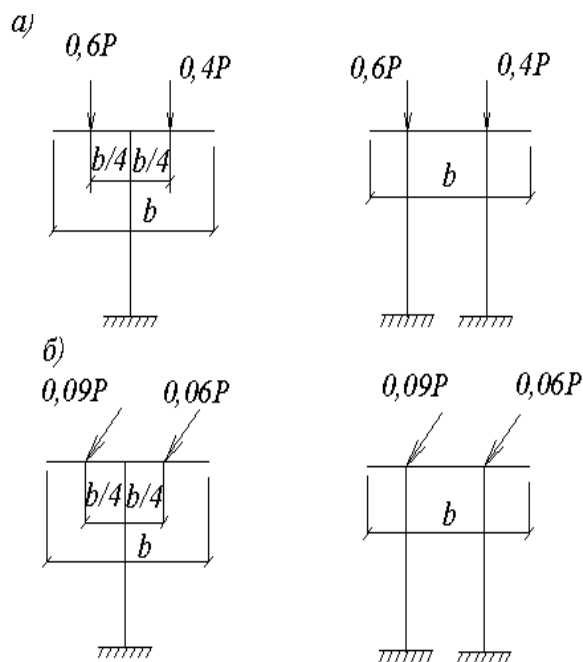
- трасса бойындағы көлденең техникалық жүктемелерді температуралық блоктың  $(0,03l + 2)q$  ортасында орналасатын, аралық тіреулерге қатынасы

- трасса бойымен көлденең техникалық жүктеменің аралық тіреуге қатынасы -  $(0,15l + 4)q$ ;

- отводтардан алшақ тік трассадағы көлденең жүктемені аралық тіреулерге қатынасы -  $1,5q$ ,

мұнда  $l$  – анкерлі тіреу мен температуралық блоктың аяғына дейінгі максималды арақашықтық, м;

$q$  – трассаның 1 м ұзындығына әсер ететін құбыр желілерінен келетін нормативті тікшіл жүктеме.



**10-сурет – Трассаның тік қиындысы бойынша дара тұрған аралық тіреулердің бағандары мен іргетасын есептеу кезіндегі жүктемелерді бөлу**

$a$  – тікшіл жүктемелерді бөлу кестесі;

$б$  – ол да, көлденең жүктемелер;

$P = pb$  – тіреуге немесе тіреудің тиісті қабатына түсетін нормативті вертикалды жүктеме, мұнда  $p$  – (51) формула бойынша анықталатын, траверстерге келтірілетін тікшіл жүктемелерінің қарқындылығының нормативтік мазмұны

8.3.14 Нақты тапсырма бойынша құбыр желілерін тартқанда трассаның бойындағы көлденең технологиялық есептік жүктемелердің, құбыр желілерінің жылжымалы болып тірелетін жеріне әсер ететін, дара тұрған аралық тіреулерге әсері есебі келесі негіздермен анықталуы тиіс:

а) бір құбыр желісін тартқан кезде, траверстерге, бағандарға және іргетастарға келтірілетін көлденең технологиялық жүктемелер, тиісті үйкеліс күшінің есептік мазмұнына тең болады және оның тіркелген жеріне жатқызылған деп саналады (жылы су жүйелеріне қатысты қолданғанда, әрбір жеке құбыр желісінің орнына бір жүйе қолданылады: жеткізуші және кері қайтарушы құбыр желілері);

б) екіден төртке дейінгі құбыр желілерін тартқан кезде траверстерге, бағандарға және іргетастарға келтірілетін көлденең технологиялық жүктемелер, көбінесе тиімсіз әсер ететін тек екі құбыр желілерінен бастап есепке алынады. Әрбір көлденең жүктемелердің мазмұны құбыр желілеріне жатқызылған тиісті үйкеліс күшінің есептік мазмұнына тең деп алынады.

в) дара тұратын тіреулер бойынша төттен аса құбыр желілерін тартқандағы, тіреу мықтылығы 600 кН/см (60 тс/см) аспайтын, және тік жүктемелердің бөлінуі 9-шы суретте көрсетілген жағдайларда болатын кезде, траверстерден барынша жүктелген бағандар мен тіреулерге берілетін есептік көлденең жүктемелерді, әрбір құбыр желілерінің үйкелу күшінің есептік мазмұнының жинағының мазмұны 10-шы кесте бойынша қолданылатын бірмезеттілік коэффициентіне қатынасы ретінде анықтайды (екі қабатты траверлердің жоғарғы шегінің деңгейінде әсер ететін көлденең күштерді анықтау барысында, тек екінші қабаттың траверсіне тірелетін құбыр желілерінің саны ғана есепке алынады, ал төменгі қабатының деңгейінде – «г» тармақшасы бойынша)

**10-кесте – Бірмезеттілік коэффициенті**

Траверстегі құбыр желілерінің жалпы саны	5	6	7	8	9	10
Бірмезеттілік коэффициенті	0,25	0,2	0,15	0,12	0,09	0,05

ЕСКЕРТПЕ 1 Құбыр желісінің саны 10-нан асатын кезде, қарастырылып отырған күш құбыр желілерінің есебі үшін ең тиімсіз 10-нан бастап есептеледі.

ЕСКЕРТПЕ 2 Дара тұрған тіреулерде тек қана оралмаған құбыр желілері болған жағдайларға, бірмезеттіліктің ұсынылып отырған коэффициенттері қолданылмайды.

ЕСКЕРТПЕ 3 Тіреулердің шымырлығы деп тіреудің төбесіне түсетін және оның 1 см-ге ығысуын тудыратын көлденең күш (кН).

г) төрттен көп құбыр желісін тартқан кезде траверстерге, сондай-ақ «в» тармақшасының шарттары қолданыуға болмайтын кездегі бағандар мен іргетас тіреулеріне келтірілетін көлденең жүктемелердің есебі, «б» тармақшасындағы сияқты екі құбыр желісімен не болмаса барлық құбыр желісімен есептеледі. Соңғы жағдайда, әрбір құбыр желісінен келетін есептік көлденең жүктеме, 0,5 коэффициентіне тең тиісті үйкелу күшінің есептік мазмұнын қалыптастыратын рамамен қабылданады; оны трассаның

тікшіл қиындысына бөлу 10-шы б суретке сәйкес қабылданады. Аталған әдістермен табылған екі жүктемелердің ішінен, оның біршама тиімсізі қолданылады.

8.3.15 Құбыр желілерін салу тапсырмалары кезінде трасса бойындағы есептік көлденең технологиялық жүктеменің дара тұрған шекті анкерге әсері анкерлік тіреудің бір жағы бойынша әсер ететін күшпен анықталады және компенсаторлардағы күш жиынтығынан, анкерлік тіреуден компенсатордың осыне дейінгі телімдерде орналасқан аралық тіреулердің көлденең жүктемесінің жиынтығымен, бекітушы құрылғыларға ішкі қысымның әсерінен туындаған осьтегі тұрақсыз күштердің жиынтығынан қалыптастырылады.

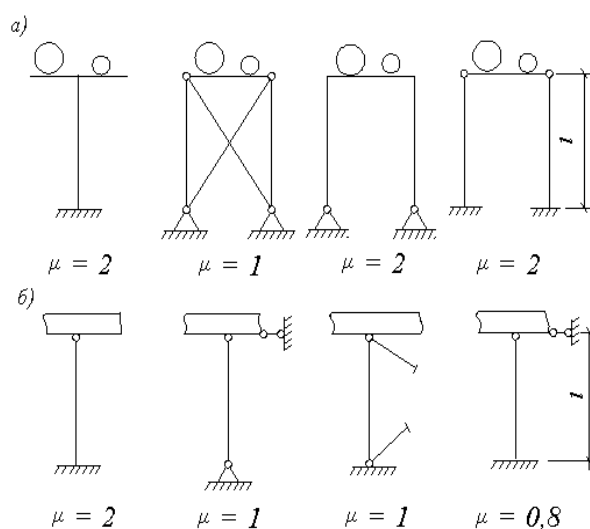
Дара тұрған анкерлі тіреуге түсетін жүктеме, анкерлік тіреудің оң және сол жақ қарама-қарсы бағытында әрекет ететін, жоғарыда көрсетілген жүктемелердің бір түрі ретінде анықталады. Мұнда, әлсіз жүктемені (есептеуге болатын) 0,8 коэффициентіне (қарама-қарсы бағытталған жүктемелердің теңдігі кезінде, есепте қолданылатын жүктеме, бір жақтамадан әсер ететін барлық жүктеменің 0,2-не тең деп қабылдануы тиіс) көбейту керек.

8.3.16 Құбыр желісінің бұрылу бұрышынан  $40^\circ$  ( $d$  – ең үлкен құбырдың ішкі диаметрі) аспайтын арақашықтықта П-негіздегі компенсаторлардың астында орналасатын, дара тұрған аралық тіреулер, жылжымалы құбыр желісі тірелгенде трассаның осыне бұрыштап бағытталған, көлденең түсетін жүктемеге төтеп беретіндей етіп есептелуі тиіс. Мұнда жүктеменің есептік көлемі, трасса бойымен есептегендегі сияқты қабылданады, ал оның бағытының бұрышы, тіреудің сырғымалы бөлігінде  $45^\circ$ -қа және тіреудің аунау бөлігінде  $70^\circ$ -қа тең болып қабылданады. П-негізді компенсатор «арқасының» астында орналасқан тіреулер үшін жоғарыда көрсетілген бұрышты құбыр желісінің осынің қалыпты оське қатынасымен есептеу керек.

8.3.17 Құбыр желістерін салудың тапсырмалары жоқ кезде, трасса бойындағы эстакадаға түсетін нормативті көлденең технологиялық жүктемені: соңғы (бұрыштық) температуралық блоктың тіреуінің есебі кезінде –  $4q$  деп, аралық блоктың тіреуішінің есебін –  $2q$  қабылдауға болады.

тармақталуға жақын, құбыр желісінің әрбір көлденең тармақталуынан болатын нормативті көлденең технологиялық жүктемені  $q$ , тікшіл жүктеменің негізгі трассаға байланысы бойынша қабылдау қажет.  $q < 50$  кН/м,  $q = 50 - 100$  кН/м,  $q > 100$  кН/м болғанда құбыр желілерінің тармақталуынан болатын тікшіл жүктеме  $q$ ,  $0,8q$ ,  $0,5q$  –ға тең қабылданады.

8.3.18 Шымырлығын тексеру кезіндегі, дара тұрған тіреудің есептік ұзындығын 11-ші сурет бойынша анықтауға болады.



**11-сурет – Тіреуші бағандардың есептік ұзындығын  $l_0 = \mu l$  анықтау кезіндегі коэффициенттердің мазмұны**

*а* – құбыр желісінің осыне перпендикулярлы, ендікте;

*б* – құбыр желісі осынің ендігінде

8.3.19 Тіреуіштер мен эстакадалар конструкциясының тік және көлденең майысуының шекті өлшемі технологиялық талаптармен анықталады және өткелдің 1/150-ден және консолінің шығысы 1/75 аспауы тиіс.

8.3.20 Жекелеген іргетастардың табандарының өлшемін анықтауда, қазылған аймақтың үлкендігін іргетастың толық алаңына 0,33-не тең болатындай етіп қабылдауға болады.

Табанының шектерінің астындағы топыраққа түсетін ең көп қысым бір бағытта әсер етуші майыстыру мезетінің әсері кезінде  $1,2R$  –ден, ал майыстырушы мезеттердің екі бағыттағы әсері кезінде -  $1,5R$  –ден артып кетпеуі тиіс, мұнда  $R$  - топыраққа түсетін есептік қысым.

8.3.21 Тіреулі-қабықшалардан және бурнабивті тіреуден, тікшіл және көлденең жүктемелердің біріккен әсеріне есептелген тіреулі-бағандардан жасалған біртіреулі іргетасқа орнатылған бағандары бар тіреуіштердің есебі бекітілген тәртіппен қабылданған, нормативтік құжаттардың талаптарымен анықталады. Мұнда, тіреудің төбесінің көлденең ығысуының шекті мөлшері жобалауға берілетін тапсырмамен бекітіледі, ал арнайы нұсқау болмаған жағдайда, тіреу төбесінен топырақ бетіне дейінгі арақашықтықтың 1/75-не тең қабылданады.

Шымырлығын тексеру барысында, тіреулі-бағандардың есептік ұзындығын бекітілген тәртіппен қабылданған, нормативтік құжаттардың талаптарымен анықталатын, тіреуді жер бетінен қашық, мекем қысылған қиынды ретінде қарастыра отырып анықтау қажет. Тіреу-қабықшалардан және бурнабивті тіреуден жасалған біртіреулі іргетасқа орнатылған бағандардың есептік ұзындығын, бағанды топырақ бетінің деңгейінде қатты қысылған деп қарастыра отырып қабылдауға болады.



## 8.4 Галереялар мен эстакадалар

8.4.1 Осы бөлімдегі ережелерді сыртқы конвейерлік (үздіксіз және жүк тиеуші құрылғылары), жаяу жүргіншілерге, кабельдік, аралас галереялар мен эстакадаларды жобалау кезінде сақталуға жатады.

8.4.2 Галереялар мен эстакадалардың тіреуіштерінің осінің арасындағы қашықтықты 12,18,24 және 30 м-ге тең етіп қабылдау қажет. Тиісті негіздемелер болған жағдайда мұндай арақашықтықтарды 6 және 9м, және 3-ке бөлінетіндей етіп 36 мерт және одан да көп етіп қабылдауға болады.

Қиғаш телімдер үшін мұндай қашықтықтарды қиғаштығы бойынша қабылдау қажет.

## 8.5 Конвейерлік және жаяу жүргіншілерге арналған галереялар мен эстакадалар

8.5.1 Галереялар мен эстакадалардың ішкі өлшемдерін МемСТ 12.2.022 сәйкес белгілеу керек.

Галереялардың ені 0,6 м еселі болуы керек.

Ленталық конвейерлер, әдетте, шашпаларды жинаудың ыңғайлығы үшін аспалы болуы керек. 8.5.2 Конвейерлік галереялардың конструкциясын есептеу үшін, просып, адамдар және жөндеу материалдарының салмағынан 11-ші кесте.

Жүктемелер бойынша тұрақтылық коэффициенті ҚР ҚН EN 1991 сәйкес қабылданады.

8.5.3 Жүктемелерді жоғарғы шегі, қар мен өндірістік шаңдардың басылуының салдарынан құлдыраған кезде, галереялардың жүк тиеуші құрылғылар мен ғимараттарға жанасқан жерлеріндегі әсерін біркелкі және галереядағы қар жамылғысының салмағының  $\mu = 2$  алаңның квадратындағы қардың жүктілігіне қатысты өту коэффициентімен, галерея еніне тең болатын квадрат алаңында жағына орналасатын деп қабылдау керек.

**11-кесте – Жүктіліктер түрі, жүктеменің мазмұны**

Өткел құрылысының элементтері	Жүктіліктер түрі	Өлшеу бірлігі	Жүктеменің мазмұны
1. Өткел құрылысының негізгі көлденең конструкциялары	Жөндеу материалдары мен адамдардың салмағынан	кН/м (тс/м)	$1,5q$ , бірақ $1,5bkH/m^2$ ( $0,15btс/м^2$ ) кем емес
	шашындылар салмағынан болатын қосымша жүктеме	ол да	$0,15 \gamma^n B$
2. Еден мен жабындыларының бөлшектері	Жөндеу материалдарының шашындылары мен адамдардың салмағынан	кН/м <sup>2</sup> (тс/м <sup>2</sup> )	$0,12 \gamma^n$ , бірақ $1,5 кН/м^2$ ( $0,15 тс/м^2$ ) кем емес

барлық жүктемелер қысқамерзімділерге жатады.

мұнда  $q$ - роликоопор погонная массасы, кН/м (тс/м);

$\gamma^n$  – лентадағы насыпного жүктің үлестік салмағы, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>);

$B$  – конвейер ленталарының жалпы ені, м;

$b$  – өтетін жерлердің жалпы ені, м.

8.5.4 Абразивті сусымалы материалдарды тасымалдауға арналған галереяларда (қара және түсті металдар кені, кокстар, құм, шағал), еден жабындысын, шаңдар мен шашындылардан гидрожую кезінде шламның абразивті әсеріне төзімді етіп жобалау қажет, мысалы төзімділігі жоғары инертті материалдардан жасалған толтытулардың жоғары маркалы тығыз бетоннан жасалған полимербетонға әсері. Науаны абразивке төзімді материалдармен қаптау қажет.

8.5.5 Галереядан шығатын жерді жүктеу тораптарымен сиыстыруға болады. Жүктіеуші тораптардың бос алаңдарына осы жүктүсіру торабының жұмысшыларына арналған қосымша жайларды орналастыруға болады.

Ауысымында кемінде 5 адам жұмыс істейтін, алаңы 300 дейін болатын жүктүсіруші тораптардың жайлары үшін, қиғаштығы 1:1, ені кемінде 0,7 м болатын, сыртқы қадамдық құрышты сатыға шығатын бір эвакуациялау есік қарастырылады. Сатының қоршау конструкциясы отқа төзімді болуы керек.

## **8.6 Шоғырсымдық және аралас галереялар мен эстакадалар**

Шоғырсымдық және аралас галереялар мен эстакадаларды жобалауға қойылатын талаптар ҚР ҚН 3.02-28 құжатта көрсетілген.

## **8.7 Жүк түсіретін темір жол эстакадалары**

8.7.1 Осы бөлімдегі ережелерді, вагондарға сусымалы материалдарды ҚР ҚН 3.03-14, МемСТ 9238 артуға немесе түсіруге арналатын, табан арасы 1520 мм болатын темір жолдың астына орнатылатын эстакадаларды жобалаған кезде сақтауға жатады.

8.7.2 Техникалық-экономикалық негіздемелер болған жағдайларда, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес, темір жолдың қисық телімдерінде эстакадаларды орналастыруға болады. Су бұрумен қажет болған жағдайда алғашқы штабельдеу аймағында төсемнің қатты болуын қамтамасыз ету қажет.

8.7.3 Эстакаданың биіктігін (эстакададағы рельс төбесінен жердің жобалық нүктесіне дейінгі аралығы) 1,8,3,6,9м-ге тең деп алуға рұқсат етіледі. Егер жергілікті құрылыс жағдайларымен және сусымалы материалдардың бекітілген көлемімен байланысуына сәйкес келген жағдайда, өзге өлшемдерді қолдануға болады.

8.7.4 Биіктігі 3м-ге дейінгі эстакадаларды темірбетонды блоктардан немесе темір жолдың екі жағынан орналастырылатын және біріктірілетін, арасындағы кеңістігі құрғақтанушы материалдармен жобаланады.

Биіктігі 3м-ден асатын эстакадаларды темірбетонды монолитті және құрамалы тіркеуіштері бар балкалы конструкциялармен, қадамын 12 м етіп және құрышты немесе алдын ала тығыздалған темірбетонды өтпелік құрылыстармен жобалау керек.

8.7.5 Эстакадалар DIN 107, ҚР ҚН 3.03-12 сәйкес келесідей уақытша жүктеулерге қатысты есептеледі:

- Нормативті уақытша тікшіл жүктеме. жылжымалы құрамның соққысынан болатын нормативті уақытша көлденең жүктеменің эстакадамен қозғалған кездегі есептік жылдамдығымен анықтау керек;

- Эстакадада вагон-самосвалдар айналғанда және жүк түсіргенде, вагон-самосвалдардың жүкті түсіру кезіндегі болатын жүктемені, тікшіл жүктеменің рельске түсіретін қысымының нормативті маңызын 80 %, ал рельстің жүкті түсіруге қарсы бағытталған уақытшатік толық жүктемесін - 20 % болатынын ескере отырып жүргізу қажет.

Тікшіл қысым мен көлденең соққыдан болатын көлденең күштің есептік мазмұнан жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициенті  $\gamma_f = 1,25$  бойынша қабылдау керек. рельске қарама-қарсы есептік көлденең жүктемені нөлге тең деп алуымыз керек.

Массивті немесе арасы толтырылған тіреуші қабырғалардан жасалған эстакадаларды есептегенде динамикалық коэффициент есепке алынбайды.

Балкалы конструкциялардағы өтпелі құрылыстар мен тіркушілердің элементтерін, мынаған тең болатын динамикалық коэффициентті ескере отырып есептеу керек:

- вагон-самосвалдар үшін жүк түсіру кезінде - 1,1 болатын берік рельстерге түсетін тікшіл қысым;

- жылжымалы құрамның қалған түрлері үшін - бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес, мұнда динамикалық коэффициенттің мазмұны эстакада бойымен қозғалу жылдамдығына байланысты кемінде 1,1-ге төмендетілуі мүмкін.

8.7.6 Биіктігі 3м-ден асатын эстакадалар үшін стационарлы алаңдар қарастырылады.

Тек вагон-самосвалдарының жүк түсіруіне арналған эстакадаларда, жүк түсіретін жағына қарама-қарсы бетте қызмет көрсетуге арналған алаңды орналастыруға болады.

ЕСКЕРТПЕ Вагон-самосвалдарының жүк түсіруде электропневмативті дистанциялық жүйелерді пайдаланған кезде, эстакадаларды қызмет көрсетуге арналған алаңдарсыз болжауға болады.

8.7.7 Аяқ жақтары бойынша эстакадалар ені кем дегенді 0,7 м, қиғаштығы 60° және қоршауының биіктігі 1м болатын құрышты сатылармен жабдықталуы тиіс.

## 9 БИІК ҚҰРЫЛЫСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ТӘРТІБІ

### 9.1 Градирнялар

9.1.1 Градирналар энергетикалық және өндірістік агрегаттардан бөлінетін көп мөлшердіге жылуларды басудың құралы ретінде су пайдаланылатын, сумен кері жабдықтау жүйесіндегі суларды суытуға арналады.

Осы бөлімдегі ережелерді желдеткіш және мұнаралы градирен құрылыстарын жобалаған кезде сақталуға жатады.

ЕСКЕРТПЕ Ереже көлденең-нақты және радиаторлы (құрғақ) градирендерді жобалауға қолданылмайды.

9.1.2 Градирен мен су жинау сиымдылықтарының іргетасын іс жүзінде монолитті көбінесе темірбетоннан жобалайды.

Су жиналатын сиымдылықтардың қабырғасын конструкциялы темірбетоннан қарастыруға болады. Ғимараттардың төбесінде орнатылатын градирендер үшін металлды су жинау сиымдылықтарын қолдануға рұқсат етіледі.

9.1.3 Суды жібергішті іс жүзінде ағаштан, хриизотилцементтен немесе пластмассадан жасалған блоктармен жобалайды.

9.1.4 Градирендердің ағаштан жасалған конструкциялары үшін жұмсақ жапырақтаы тұқымды модификацияланған ағаштарды қолдану керек. МемСТ 8486 сәйкес, 1-сұрыптан төмен емес қылқан тұқымды антисептиктермен жуылмайтын, антисептиктендірілген ағаштарды қолдануға рұқсат етіледі.

9.1.5 Градирендердің конструкциялы металлобетон бөлшектерінің біріктірілетін жерлерін тесігі жоқ құрышты төсемелер мен қаптама бөлшектерден жобалайды. Жекелеген жағдайларда ашық закладных и накладных бөлшектерді қолдануға болады, егер бекітілген тәртіп бойынша қабылданған, нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес, оларды және дәнекерленген тігістерді қорғау үшін аралас металлоқшаулаушы лак және бояуларының жабындысы қолданылатын болса.

9.1.6 Градирендердің құрышты конструкциясының құрыш маркасын ҚР ҚН EN 1993 талаптарға сәйкес 2 топ бойынша белгілейді.

## **9.2 Желдеткіш градирналар**

9.2.1 Желдеткіш және мұнаралы градирендердің құрылыс конструкциялары, негізгі габаритті өлшемдері мен техникалық талаптары ҚР ҚН 4.01-03 сәйкес болу керек.

9.2.2 Секциялы градирналарды, секцияларының алаңы 400 м<sup>2</sup> аспайтын, ал мұнаралы желдеткіш градирналарды 400 м<sup>2</sup> және одан да асатын етіп жобалайды.

9.2.3 Жекелеген секцияларда, құралатын желдеткіш градирен, сужібергіш, желдеткіш құрылғысы мен су жинау бассейінін тірейтін блоктардың қаңқасынан тұрады. Оларды секцияларының алаңдары 400 м<sup>2</sup> аспайтын, ал желдеткіш градирналарының алаңы 400 м<sup>2</sup> және одан асатын етіп жобалау қажет.

Қаңқасы мен қаптамасы жанатын немесе қаңқасы мен қаптамасы отқа төзімді қаңқасы болғанда, блокталған бірнеше секциялардың алаңы 1200 м<sup>2</sup>-тан аспауы тиіс.

9.2.4 Секциялы градирня бағандарының торын 3 м бөлінетін, іс жүзінде 6×6 м етіп қабылдайды. Темірбетон қаңқалар үшін, егер технологиялық талаптарға сай клетін болса, бағандар торын 4×4 етіп қабылдауға болады.

Көпсекциялы градирендерде су жиналатын сийымдылық кемінде екі секциядан тұруы тиіс.

9.2.5 Градирен конструкциясының есебін бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік талаптардың негізінде, негізгі және ерекше жүктемелер, сондай-ақ негізгі мазмұндарға қосымша – жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициенті  $\gamma_f = 1,4$  болатын, 2 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>) тең болып қабылданатын, оросительдің орналасқан аумағындағы қалыптасатын мұздың салмағынан болатын қысқа мерзімді жүктемелердің негізінде жүргізу қажет. Тек қана жазғы кезеңде пайдаланылатын градирендер үшін, мұздан келетін

жүктемелерді есептеудің қажеті жоқ. Жүктемелердің ерекше қосындысынаың есебі кезінде, желдеткінштің бір қанатының сынуынан туындайтын жүктемені есептеу қажет (құрылғының істен шығуы).

### 9.3 Мұнаралы градирнялар

9.3.1 Мұнаралы градирналарды сағатына 10 тыс. м<sup>3</sup> суытылған суды шығындайтын, өндірістік сумен кері жабдықтау жүелерінде жобалау керек. Градирняға түсетін судың температурасы 50 °С-дан аспауы тиіс.

9.3.2 Өндірістік сумен кері жабдықтау жүелерінің мұнаралы градирналары гиперболикалық, конус немесе пирамида пішінді болуы тиіс және монолиттен немесе конструкциялы темірбетоннан жасалады, сонымен қатар құрышты немесе ағаштан жасалып қапталған торлы қаңқасы (градирналардың төменгі бөлігінің алаңы 100 м<sup>2</sup> және градирналардың биіктігі 15 м-ге бейін болғанда) суытылатын судан келетін ылғалдану аймағынан тыс жерде орналастырылады.

9.3.3 Градиреннің сорып алатын мұнарасын гиперболды, конус немесе пирамида пішінде жобалау қажет.

9.3.4 Суландырғыш бағандарының торын, жалпы тәртіп бойынша 6×6 м етіп қабылдайды.

9.3.5 Құрышты қаңқалы сорып алу мұнарасын оларды үлке элементтермен монтаждауға есептеліп жобалануы тиіс.

9.3.6 Мұнараның құрышты қаңқаларының қаптамасын, қалыңдығы 1мм кем болмайтын, алюминийдің гофраланған беттерін пайдалана отырып қарастыру қажет. Тиісті гидроизоляциялық өңделген және толқынды пластмассалық беттері бар хризотилцементтен жасалған қаптаманы қолдануға рұқсат етіледі.

Есептік орташа температурасының ең суық бескүндігі 25<sup>0</sup>С-тан төмен болмайтын аудандарда, хризотилцементті беттерді қолдану қажет.

9.3.7 Қаптаманың градирна қаңқасына бекіткіштері мырышты клеммерлерден және бұрандалардан жасалуы тиіс.

9.3.8 Есептік орташа температурасының ең суық бескүндігі 28<sup>0</sup>С-тан төмен болмайтын аудандарда, темірбетонды желдеткіш мұнаралы градирналарды қолдану қажет.

9.3.9 Желдеткіш мұнаралардың темірбетонды монолитті қаптамаларын қалыңдығын кем дегенде 160 мм етіп қабылдау қажет.

Қалыңдығы 200 мм және одан аз болатын қаптама үшін, бетонның және құрама элементтерінің қорғаныш қабатының қалыңдығын – кемінде 25 мм болатындай етіп, ал қалыңдығы 200 мм-ден асатын қаптамалап үшін – кемінде 35 мм болатын етіп қабылдау қажет.

9.3.10 Темірбетонды мұнарамен сужібергіш құрылғылардың астындағы тіреуіштерді конструкциялы темірбетоннан орындау қажет.

9.3.11 Сорып алушы мұнараның темірбетонды қаптамасының жоғарғы бөлігінде қаттылық сақинасын қарастыру қажет, оның ені кемінде 1 м болуы тиіс.

9.3.12 Сорып алушы мұнараның жоғарғы бөлігінде, жұмыс жұмыстарын жүргізген кезде люлькаларға жарық беретін алаңдарды, сондай-ақ әуе кемелерінің ұшу қауіпсіздігін қамтамасыз ету мақсатында жарық беруші құрылғыларды орнатуға арналған алаңдарды қарастыру қажет. Темірбетонды сорып алу мұнаралы градирналарда аталған алаңдарды қаттылық сақинасымен қосарластыруға болады.

9.3.13 Сорып алушы мұнараның және су суытқыш құрылғылардың жоғарғы алаңдарына кіру үшін, қоршаулары мен аралық алаңдары бар баспалдақты қарастыру қажет.

9.3.14 Алаңдарда биіктігі 1,0 м болатын қоршаулар болуы керек.

9.3.15 Сусуытқыш құрылғылардың негізгі қаңқасын конструкциялы темірбетон конструкцияларынан жобалау қажет.

9.3.16 Градирналардың сужібергіш құрылғысын тығыздалған жалпақ хризотилцементтен немесе пластмассалы беттерден, бірқабатты немесе екі қабатты етіп жобалайды. Ағаш сужібергіштерді қолдануға да рұқсат етілеті.

9.3.17 Мұнаралы градирналар конструкцияларының есебін, бекітілген тәртіп бойынша қабылданған, нормативтік құжаттардың талабына сәйкес анықталған жүктемелердің үйлесімі бойынша жүргізеді. Қыс мезгілінде жұмыс істейтін градирналар үшін, мұздың салмағынан түсетін қысқа мерзімді жүктемелерді қоса есептеу қажет: сорып алушы мұнараның құрышты қаңқасын есептегенде – мұнараның жалпы салмағының 20 %-нан, ал су суытқыш құрылғысының құрышты қаңқасын есептегенде – орошение алаңына түсетін есептік жүктеменің 3,5 кПа ( $350 \text{ кгс/м}^2$ ) мөлшерімен есептеледі.

#### **9.4 Пайдалы қазбаларды өндіретін кәсіпорындардың мұнаралы**

9.4.1 Осы бөлімдегі ережелерді приводы бар многоканатный көтергіш машиналар мен технологиялық, көтерудің жөндеуші және қосымша құрылғырлаының, қабылдаушы құрылғылар мен пайдалы қазбаларға арналған сиымдылықтардың іске қосуды реттеу аппараттарын, сондай-ақ бос алаңдар болған жағдайларда – жерасты жолымен пайдалы қазбаларды өндіретін кәсіпорындардың қойма және өзге жайларын орналастыруға арналған скипті, торлы және скипті-торлы мұнаралы копраларды жобалаған кезде қолданылуға жатады.

9.4.2 Мұнаралы копра, жалпы тәртіп жобада бойынша тіктұрышты немесе төртбұрышты етіп қабылданады.

Тиісті техникалық-экономикалық негіздемелер болған жағдайларда, дөңгелек немесе өзге пішінде мұнаралы копра жобалауға болады. Құрылғылардың жекелеген бөліктерін орналастыру, сонымен қатар қабырға конструкциялары мен құрылғылар арасында нормаланған өткелдерді қамтамасыз ету мүмкін болмаған жағдайларда, копра габаритінің шегінде эркерлерді орналастыру арқылы машина залының алаңын үлкейтуге болады.

9.4.3 Мұнаралы копраның модульдік өлшемін бұлайша бөлінетін етіп қабылдайды: жоба бойынша -3м-не, биіктігі бойынша – 0,6м-ге.

Қаңқалы копраның бағандарының қалдамын 3м-ге, жекелеген жағдайларда тиісті негіздемелер болғанда 1,5 м-ге бөлінетіндей етіп қабылдауға болады.

9.4.4 Мұнаралы копра қабаттарының биіктігі 3,6 м-ден, ал машина залының биіктігі – 8,4 м-ден кем болмауы тиіс.

9.4.5 Тек қана машина залы мен баспалдақ торына табиғи жарықтың түсуін қарастыру қажет, ал қалған жайларда бекітілген тәртіп бойынша қабылданған, нормативтік құжаттардың талабына сәйкесқолдан жасалған жарықты орнату қарастырылады.

9.4.6 Құрылғыларды монтаждау, монтаждық ұяшықтар мен бірінің үстіне бірі орналасатын жабындылармен, нөлдік деңгейдегі копра қабырғаларындағы монтаждық тесіктер арқылы жүргізіледі. Монтаждық тесіктерді, копра қабырғаларын құрылғы монтаждалатын деңгейде орналастыруға рұқсат етіледі. Нөлдік деңгейде, ұңғымадағы коммуникацияларды монтаждау мен демонтаждауға, қарау жүргізуге, көтергіш сауыттар мен арқандарды ілуге және ауыстыруға арналатын қабырғаны тесіп өтетін ойықтарды қарастыру қажет.

9.4.7 Копраларды іргетасқа қарай жылжыту қажет болғанда, копраларды құрышты қаңқалардан жасайды.

9.4.8 Мұнаралы копраның негізгі темірбетонды конструкциялары үшін, сығылуға төзімділігі В15-тен төмен болмайтын кластағы бетонды қолдану қажет.

9.4.9 Копраның сыртқы қабырғалары мен ішкі шахтаның қабырғалары, негізгі іргетас плитасына тірелуі қажет. Мұнаралы копралардың тірелетін негізі тастақ жер болса, онда копраның сыртқы қабырғасы немесе бағанын іргетасқа жеке-жеке, ал ішкі шахтасының қабырғаларын немесе копраны тұтастай – шахта ұңғымасының аузына тіреуге болады.

9.4.10 Копраның сыртқы және ішкі қабырғаларын жалпы іргетасқа тіреген кезде, ұңғыма аузы мен іргетастың конструкцисының арасыда, копра шөккен және қисайған кезде, олардың тиіп кетуін болдырмас үшін саңылау қарастырылады.

9.4.11 Мұнаралы копраның шөгуі мен қисаюы ҚР ҚН 2.04-01 нормативтік құжаттармен және оларға орнатылған көтергіш құрылғылардың жұмыс қабілеттігін қамтамасыз ететін шарттарға сәйкес көрсетілген мазмұннан аспауы тиіс.

Іргетас өлшемдерін артыру, тіреу негіздерін орнату, негіздердің топырағын тығыздау және т.б. жолдар арқылы шөгудің рұқсат етілген мазмұнан қамтамасыз ету мүмкін болмаған жағдайларда, копра жағдайын түзеуге мүмкіндік беретін, кезектескен арнайы шараларды қолдану қажет (мысалы, домкраттау, жеік құймалы жастықшаларды қолдану және т.б.).

9.4.12 Мұнаралы копраның есебіне қатысты қолданылатын, жүктемелер мен әсер етулер ұзақтығымен әсер ету сипатына байланысты келесі топтарға бөлінеді:

- біршама ұзақ;
- қысқа мезетті;
- ерекше;

мұнда, жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентін 12-ші кестеге сәйкес қабылдау қажет

12-ші кесте - Жүктемелер бойынша тұрақтылық коэффициенттері

Жүктемелер топтары	Жүктемелер	Жүктемелер бойынша тұрақтылық коэффициенті $\gamma_f$
Біршама ұзақ	Көтергіш машиналардың, көтеру арқанының жұмыс күшімен келтірілетіндері (арқандар, көтергіш сауыттар, көтергіш сауыттағы тіркемелі құрылғылар мен материалдардың салмағы)	1,2
	Тау өнімдерінің өтпесі (проходка) үшін мұнаралы копраны пайдаланған кездегі өткізгіш құрылғыдан түсетін	1,2
	Депрессия немесе компрессиядан пайда болатын қысымдар	1,2
Қысқа мезетті	Іске қосуды тоқтатушы және сынақ режиміндегі құрылғылардан туындайтын, оның ішінде көтергіш машиналардың сақтық тежелуі кезінде арқандарға түсетін күштер	1,0
	Құрылыс жүргізу және пайдалану кезінде жылжымалы көтергіш-көліктерінен (құрылғыларды монтаждау, оларды ауыстыру мен жөндеу)	1,2
	Көтерме на топтап отырғызғандағы	1,2
Ерекше	Шахта ұңғымаларындағы көтергіш арқан сауытты көтеріп немесе қайта жатқан кезде олардың бірден тоқтап қалуынан туындайтын (қысылып қалған)	1,0

ЕСКЕРТПЕ 1 Депрессиядан (компрессиядан) болатын нормативті жүктеме шахтаның даму перспективасын ескере отырып, барынша мүмкіндігімен қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ 2 Шахта құрылысын салу кезінде проходтық жұмыстары үшін пайдалануға арнап жобаланатын, тұрақты шахта копраларының тексеру есебіне арналатын, уақытша проходты құрылғылардан болатын ұзақ және қысқа мезетті нормативті жүктемелер, осы жобаны орындап жатқан ұйымның тапсырмасы бойынша, проходканы ұйымдастыру мен ұңғымалау жобасы бойынша анықталады

9.4.13 Копраның қабығасын, бағандарын, іргетасы мен негіздерін есептеу барысында, жабындыға түсетін біркелкі бөлінген нормативті жүктемелерді, егер жабындылар саны екіден асатын болса, оларды мына формулада көрсетілген коэффициентке көбейту арқылы, төмендетуге болады

$$\eta = 0,6 \left( 1 + 1/\sqrt{n} \right), \quad (52)$$

мұнда  $n$  – қарастырылып отырған қиындыдағы жабындылар саны.

9.4.14 Монолитті мұнаралы копра есебін, іргетастардың қисаюынан болатын эксцентристеттерді ескере отырып, сығылған-иілген консольді желінің есептік кестесі бойынша орындауға болады.



9.4.15 Қабырғалардың беріктігін есептеген кезде, көлденең қиындының негізгі мүмкіндігі саңылаулардағы деформациялар мен қатаудың жиынтығы бойынша анықталады.

9.4.16 Копраның, балкаларға тірелетін жеріндегі негізгі қабырғаларының көлденең қиындысындағы сығылу күшін, олардан келетін жүктеменің жергілікті әсерін ескере отырып анықтау қажет.

Балкалар, өткелдің енінен кіші болатын биіктікте, өткел үстіне тірелетін болса, онда оларды балка мен өткелдің арасындағы телімдегі тікшіл және қиғаш қиындылардың шымырлығының есебіне қатысты тексеру керек.

9.4.17 Копр конструкцияларын тот басудан қорғауды, минералданған шахта сулары мен желдеткіштен шығатын сорғалаған ағыстың, ал жайларда орналасқан тұрақты түрде майланып тұруға тиіс механикалық құрылғылар – майлау материалдарының әсерін ескере отырып, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардағы талаптарға сәйкес тағайындалады.

Копраның сырлануға тиіс барлық құрышты конструкциялары, қиын қолжетімді жерлерін қоса алғанда, қайта сырлануды қамтамасыз ету мүмкіндігі бойынша жобалануы тиіс.

9.4.18 Қозғалмайтын бөліктері бар құрылғылар немесе қоршаулары бар құрылғылардың қозғалатын бөліктерінің, сондай-ақ құрылғы мен қабырға арасындағы өткелдің ені кемінде 0,7 м болуы тиіс.

9.4.19 А, Б және В санатындағы жайлар, басқа жайлардан өртке қарсы шымылдырықпен, А және Б санатындағы жайлар жарылыс өрті мен өрт қауіпсіздігі, сонымен қатар шаң және газ өткізбейтін перегородкалармен бөлінуі қажет.

9.4.20 Әртүрлі ауа қысымы жағдайында болатын, жайларды бөліп тұратын қабырғалар мен шымылдырықтың конструкциялары мен материалдары, осы жайлардың герметикалығын қамтамасыз етуі тиіс.

9.4.21 Машина залында немесе жақын маңдағы жабындыда санитарлық тораптарды қарастыру қажет.

9.4.22 Мұнаралы копраларда ішкі суағар орналастырылуы тиіс. Шатырдан ұйымдастырылмаған түрде суды ағызуда тиым салынады.

9.4.23 Копраларда шатырға шығатын есік орнатылу қажет. Шатырда МемСТ 25772 сәйкес қоршаулар орнатылу керек.

9.4.24 Мұнаралы копраның ауа струясы шығатын ұңғымасында герметичный жайға кіретін жерінде шлюздың орнатылуын қарастыру қажет.

## 9.5 Түтін мұржалары

9.5.1 Осы бөлімдегі ережелер, жер бетінің деңгейіндегі концентрациясының шегі, қолданыстағы санитарлық нормалармен рұқсат етілген мөлшерде, әртүрлі температурадағы, ылғалдылықтағы және агрессивті түтін газдарының тиімді таралып кетуін қамтамасыз ететін, негізгі ұңғымасы кірпіштен, темірбетоннан, металдан және шыныпластигінен жасалатын түтін құбырларын жобалаған кезде сақталыға жатады.

9.5.2 Диаметрлерін келесі әмбебаптандырылған қатар бойынша қолдануға болады: 1,2; 1,5; 1,8; 2,1; 2,4; 2,7; 3,0; 3,3; 3,6 м және әрбір 0,6 м. сайын.

Құбырлар диаметрінің минималды өлшем белгілейді, бірақ ол кірпішті құбырлар үшін кемінде 1,2м. және монолитті темірбетон үшін – 3,6 м болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Құрышты құбырлардың диаметрін, олардың биіктігі 45 м-ге дейін боса, 0,4 м-ге кішірейтуге болады.

9.5.3 Түтін құбырларының биіктігін келесі әмбебаптандырылған қатар бойынша тағайындауға болады: 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120 м және әрбір 30 м. сайын және кірпіш, армокірпіш және еркін тұратын құрышты құбыр (қаңқасыз) үшін 120 м-ден аспау керек.

ЕСКЕРТПЕ Қолданыстағы санитарлық нормалар мен жылу-техникалық есептерге сәйкес, негізгі қаңқадағы құрышты құбырлар, қосарлы құбырлар, көп ұңғылы құбырлар үшін өзге де биіктіктер қарастырылуы мүмкін.

9.5.4 Бас жоспар бойынша, темірден және шыны пластигінен жасалатын құбырларды қоспағанда, көршілес тұратын түтін құбырларының арақашықтығы, құбырдың сыртқы орташа диаметрінің кем дегенде бесеуінің өлшеміне тең болуы тиіс.

Металлдан және шыны пластигінен жасалған құбырлар, бірнеше ұңғымадан тұратын конструкцияны құрай алады.

Түтін құбырларын конструктивті біріктірген кезде, олардың арақашықтығын технологиялық және конструктивтік көзқарас бойынша тағайындауға болады. Құбырлардың арасындағы қашықтық, құбырдың сыртқы орташа диаметрінің үштен беске бейін өлшемін құрағанда, бафтинг құбылысын есепке алу қажет.

9.5.5 Газоходтардың құбырмен біріктірілген жерлерінде, шөгу тігістері мен компенсаторларды қарастыру қажет.

9.5.6 Егер түтін құбырларына біргеше газохоттар кіргізілсе және олардың бәрі бірдей жұмыс жасаса, онда құбырдың төменгі бөлігінде немесе іргетастың стаканында, газ ағынының өзара әсерлесуін болдырмайтын. сондай-ақ аэродинамикалық қарсылықтарды азайтатын бөлу қабырғаларының немесе бағыттаушы патрубкалардың орналастырылуын қарастыру қажет.

Құбырға бір көлденең қиынды бойынша екі газохоттарды енгізген жағдайда, оларды бір-біріне қарама-қарсы жағынан бір оське орналастыру керек, үш газохот кіргізген кезде – оларды бірін-біріне 120° бұрышпен орналастыру қажет, бұл жерде бір көлденең қиындыдағы еріктілік алаңының жиынтығы, құбырдың темірбетон ұңғысының немесе іргетасының стаканының жалпы қиылу алаңының 40 %-нан, кірпіш құбырлар үшін 30 %-нан және құрышты құбырдың негізгі ұңғымасының 20 % –нан аспауы тиіс.

9.5.7 Түтін құбырының негізгі ұңғымасын, шығатын газдардың температурасы мен агрессивті әсерінен қорғау үшін, ұңғыларды қажетті жағдайларда футеровкалайды және жылуоқшаулайды. Шығатын газдардың температурасы мен агрессивті әсеріне байланысты футеровканы шамотты, күкірткетөзімді, немесе жай топырақ кірпіштен, арнайы бетоннан, керамикадан, құрыштан, сонымен қатар пластмассадан жасайды.

Кірпіштен жасалатын футеровкада, ұңғыманың консольді шығынды жерлеріне тірелетін үзбесі қарастырылады. Звенье биіктігі бір кірпіш қалыңдығы бойының 25м аспауы және кірпіш қалыңдығы  $\frac{1}{2}$  болғанда 12,5 м аспауы тиіс. Газоходтарға арналған ойық жердегі футеровка қалыңдығын кірпіштің  $1\frac{1}{2}$  - 2 өлшеміне дейін ұлғайтуға болады. Арнайы пішінді шпунт керамикасын қолданған кезде, футеровка қалыңдығы азайтылу мүмкін. Төменгі звеноның жоғарғысына қосылатын жерін, футеровка материалының биіктігі мен ені, және диаметрі бойынша температуралық кеңестіндігін ескере отырып жобалау қажет.

9.5.8 Түтін құбырының, іргетастың немесе оған кіретін газоходтардың төменгі бөлігінде құбырларды қарау үшін, ал қажет болған жағдайларда конденсатты шығуын қамтамасыз ететін тесікті қарастыру қажет.

9.5.9 Құбырдың сыртқы жағынан алаңдар мен сатылардың, ал кірпіш құбырлар үшін скобалардың орнатылуы қарастырылу қажет. Сатылар мен скобаларды жер бетінен 2,5 м қашықтықта орнату қажет. Алаңдар, сатылар мен скобалардың қоршаулары болу керек.

9.5.10 Газ кіретін футеровкалы кірпіш және темірбетонды құбырлардың негізгі конструкцияларына түтін газдарының кіруін ескеру мақсатында, түтін анасының ішінде артық статикалық қысымның болуына жол берілмейді. Артық статикалық өысымдар болған жағдайларда, арнайы конструкциядағы құбырларды пайдалану қажет (ішінде газ кіретін және газ кірмейтін ұңғылы немесе ұңғы мен футеровка арасындағы желдеткіш саңылаулардағы қысымға қарсы).

9.5.11 Қысымға қарсы түтін құбырларында (жұмыс кестесіне байланысты) ауа саңылауларын ерікті немесе мәжбүрлі түрде желдетілуін қарастыру қажет. Қысымға қарсы өлшем, құбырдың әрбір қиындысында 50 Па ( $5 \text{ кгс/м}^2$ )-ден кем болмауы тиіс.

9.5.12 Құбырдың негізгі ұңғымасының ішіне орналастырылатын, бірнеше газды бұрып әкететін ұңғымасы бар, көпұңғымалы құбырларды жобалаудың техникалық-экономикалық негіздемелер болған жағдайларда, құбырға бірнеше агрегаттарды қосуға және конденсаттардың қалыптасуын тударытн жүктемелердің ауытқуына жол беріледі.

Бірнеше газшығарғыш ұңғымасы бар көпұңғылы құбырлар(жалпы немесе жеке ұңғымаға орналасатын), жанында тұрған ғимараттар мен құрылыстарға бекітілуі мүмкін.

Түтін құбырлары (бір немесе бірнеше) мұнараның немесе мачтаның (сорып алушы мұнарадағы сияқты) негізгі конструкциясына бекітілуі мүмкін.

Мұндай шешімді, жалпы сыртқы құбырдың ішіндегі көпұңғылы газшығаратын ұңғымылар үшін қолдануға болады.

Негізгі және газшығаратын ұңғылардың арасындағы кеңістікте дөңгелек алаңдар, жүру сатылары, электр жарықшамдары, сондай-ақ арнайы негіздемелер болған жағдайда лифтілерді орналастыру қарастырылады.

Көпұңғылы құбырларда (сыртқы құбыр ұңғымасында орналасатын), олардың ұзақ сақталуына кепілдік беретін материалдарды пайдаланған жағдайда, газоходтарды, оларды қарау жүргізуге арналған саңылауларсыз, жинақтауға болады.

9.5.13 Сыртқы негізгі ұңғыманың жоғарғы бөлігінің минималды диаметрін, егер оның ішінде бірнеше газшығаратын ұңғымалар болса, қажет етілген газшығарушы ұңғымалар мен лифтіні орнату, сондай-ақ монтаждау, пайдалану мен жұмыс жүргізу барысында қадағалауға арналған өткелдердің шарттарының негізінде анықтайды.

9.5.14 Газшығаратын ұңғымаларды металдан, сондай-ақ жанбайтын, жылуға төзімді металл емес материалдардан жасауға болады.

Газшығарушы ұңғымалардың сырқы жағынан жылу оқшаулағышын орнату қажет, оның қалыңдығын, қалыпты жағдайда пайдалану барысында, газдың бен ұңғыманың ішкі бетіндегі температураның бекітілетін ауытқуларын, сонымен қатар жылу изоляциясының сыртқы бетінің температурасы 60 °C аспайтын жағдайын ескере отырып анықтау қажет.

Сыртқы изоляциясын атмосфералық әсерден қорғау үшін, қалыңдығы кемінде 0,4 мм болатын, арнайы лакбояу қабаты бар немесе жоқ, сыртқы мырыштандырылған қаптама беттер орнатылады.

Индустриализациялау мақсатында оқшаулау жұмыстарын көлденең жағдайда, оқшаулау мен сыртқы қаптамасы бар газоходтарды тасымалдаған және монтаждаған кезде толық зауыттық дайындықтағы жағдайларда жүзеге асыру тиіс.

Оқшаулағыш газоходқа мықтап бекітілуі және пайдалану барысында отырып қалмауы болмауы тиіс. Сыртқы қаптаманың конструкциясы мен оған газоходтардың бекітілетін тораптарында, газоходтар мен қаптаманың ұзындығы мен диамертінің бойынша температуралық деформациялар болатындығын қарастыру қажет.

9.5.15 Түтін құбырларының іргетасы нормативтік құжаттарда көрсетілген талаптарға сәйкес темірбетоннан, дөңгелек жастықшалы, көпбұрышты немесе дөңгелек пішінді етіп жобаланады. Биіктігі 200м-ден асатын түтін құбырлары үшін іргетасты дөңгелек пішінді етіп орындау қажет.

9.5.16 Құбырға арналған іргетастардың шөгуі мен қисаюының шекті мазмұны, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттарда көрсетілген талаптарға сәйкес қабылданады.

9.5.17 Жерастылық суларының деңгейі жоғары және газоходтар жерастылықнда орналасқан жағдайларда, дренажды орналастыруды қарастыру қажет.

9.5.18 Темірбетонды түтін құбырларын бірінші топтың шекті жағдайымен есептеген жағдайда, өзінің салмағының, желдің есептік жүктемесінің, сондай-ақ шығарылатын газдардың температурасының біруақыттағы әсерін, ал екінші топтың шекті жағдайымен есептеген кезде – өзінің салмағының, желдің жүктемесінің, шығарылатын газдың температурасы мен күн радиациясының бір мезеттегі әсерін есепке алу қажет.

9.5.19 Түтін құбырларына түсетін жүктемелер мен әсер етулер, жүктеме бойынша коэффициенттер, сондай-ақ жүктемелердің мүмкін болатын қосындысы ҚР ҚН EN 1991 көрсетілген талаптарға сәйкес қолданылуы тиіс.

Биіктігі 300 м-ге дейінгі құбырлар үшін желдің жүктемесінің есебі кезінде, жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициенті 1,4-ке тең, ал биіктігі 300 м-ден асатындары үшін - 1,5-ке тең деп қарастырылады.

9.5.20 Шығарылатын газдардың әсерінен болатын, құбыр қабырғалары температурасының құбылуын, шығарылатын газдың температурасы мен сыртқы ауаның есептік температурасының (ең суық бес күндіктегі орташа температура) және сыртқы жер бетінің жылу беру коэффициентінің мазмұны бойынша, бекітілген жылу ағыны үшін жасалған жылу техникалық есептер негізінде анықталуы тиіс.

9.5.21 Түтін құбырларын тепловизиялық тексеру, оларды пайдалану барысындағы техникалық жағдайы, келесі тексеріске дейінгі қалтықсыз қызмет атқару болжамы,

жөндеудің көлемі мен орналасатын орны, сондай-ақ атқарылған қызмет сапасының бағасын анықтау мақсатында жүргізіледі.

Түтін құбырларына жылдың кез келген уақытында тексеру жүргізіледі, өйткені температуралық қысым  $100^{\circ}\text{C}$  асып тұрады.

9.5.22 Жылумен қарау - құбыр ұңғымасы мен түтін құбырының футеровкасында мына сияқты жасырын кемшіліктерді анықтаудың тиімді тәсілі болып табылады: секциялар арасындағы тігістердің бұзылуы, негізгі ұңғымада жартылай немесе толық жарықтың пайда болуы, жылу оқшаулағышы мен футеровкасының бұзылуы, желдеткіш саңылауларындағы кемшіліктер, газоходтардың жартылай тіресуы және т.б.

9.5.23 Цилиндрлі және біршама конусты (0,012-ден аспайтын) түтін құбырларын, желдің жылдамдылығының қысымына және бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттардағы талаптарға сәйкес резонанстарға қатысты есептеу қажет. Конустығы 0,012-ден аспайтын конусты құбырлардың резонанстығын тексерудің қажеттілігі жоқ.

«Жел резонансының пайда боуын анықтаған кезде, оның әсерін интерцепторлар мен перфорированный қабықшаларды орнату, конструкцияның серпінділігін арттыру, шайқалуды басу құрылғыларын және т.б. орнату арқылы біршама азайтуға бағытталатын шараларды қарастыру қажет.

Құрылыстар және оның қаңқасы (оларды қолданған жағдайларда) ҚР ҚН EN 1991 сәйкес, жел резонансы бойынша толығымен тексерілуге жатады.

9.5.24 Түтін құбырының есептік кестесі ретінде, сақиналы қиындының биіктігі бойынша, негізге қысылған тұрақты немесе айнымалы консольдық желіні қабылдау қажет.

ЕСКЕРТПЕ Ауырпалығы бар құрышты құбыр үшін есептік кесте, ауырпалық бар жердегі шымыр негізге қысылған консольдік желі түрінде қолданылады.

9.5.25 Құбыр ұңғысының көлденең қиындысындағы майысу мезетін анықтауды, құбырдың желден, температурадан, сүн радиациясынан және іргетастың қисаюының себебінен болатын майысуының саларынан өз салмағының қосымша майысуымен жүргізу қажет.

9.5.26 Тікшіл қисындағы сақиналы жүктемені, сондай-ақ күн радиациясының әсерінен құбырдың қосымша майысуы мезеттерін есепке алу үшін, күнтүсетін сыртқы беттегі температураны  $25^{\circ}$  және оның көлеңкемен шекаралас жеріндегісін  $0^{\circ}\text{C}$  деп, температуралардың бөлінуіне қатысты есептеу қажет.

9.5.27 Құбыр төбесінің желдің нормативті жүктемесі салдарынан көлденең ығысуы, оның биіктігінің 1/75-нен аспауы тиіс. Лифтілер болған жағдайда, құбыр төбесінің шекті

9.5.28 Құбырларды есептеген кезде, құбыр іргетасының толтырмасының тығыздығын есепке алу керек немесе топырақтағы құбыр мен іргетастың ортақ есебімен орындау қажет.

Алдын ала және бағалау есептері кезінде, ерікті шайқалу мен еркін тұрған құбырлардың көлденең қиындысының негіз қабілеттігін анықтаудағы есептік ұзындықты, 1,12 коэффициентіне көбейтілген, құбырдың биіктігіне тең деп қабылданады.

9.5.29 Құбыр іргетасының астындағы топыраққа түсетін минималды қысым нөлден жоғары болуы тиіс.

9.5.30 Температуралық ауытқулар болған кездегі іргетасты есептегенде, іргетас плитасының биіктігі бойымен, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттарға сәйкес анықталатын температуралық күштерді ескеру қажет.

9.5.31 Түтін мұржалары мен газ жолдары жылына 1 рет – көктемде сыртқы тексеруден өтуге тиесілі. Түтін мұржаларының ішін тексеруді оларды пайдалануға бергеннен кейінгі 5 жылдан соң, одан кейін қажетінше, бірақ 15 жылда кемінде 1 рет жүргізу керек.

9.5.32 Түтін құбырлары күтімді қажет етеді. Түтін құбырларын жылыту маусымы басталған және аяқталған мезгілде, жұмыс істеп тұрған уақытында тазаланады. Құбырларды уақтылы тексеру, оларда пайда болатын ақауларды анықтауға және жылыту құрылғысында ауаның қалыпты ауысуын қамтамасыз етеді. Түтін құбырының күтімі, оған тіркелетіндерді (патрубка, гильза) және ауаны беруге кедергі келтіретін қандай-да болмасын шығындылардың болуына тексеру жүргізуді білдіреді. Құбырда жарық анықталса, оларды тез арада жою қажет, өйткені суық мезгілде оларға су кірген жағдайда, ол қатып, жарықтарды кеңейтіп жіберу салдарынан толық қирауы мүмкін. Құбырды күрделі жөндеу кезінде, тігіс бетіндегі ерітінділерді әрбір бес-он жылсайын ауыстарылады. Құбырларды профилактикалық тазалау, олардың арналарының қабырғаларына тұрып қалған күлді, ысты жіне күйені тазалауды білдіреді.

## **9.6 Кірпішті түтін құбырлары**

9.6.1 Кірпішті түтін құбырының ұңғысын жатқызылған конус түрінде (құбырдың цоколі цилиндр пішінді болуы тиіс) жобаланады. Құбыр ұңғысының сыртқы бетінің тікшілдікке қатысты қиғаштығы тұрақты, оның биіктігінің 0,02-0,04 шамасында болады.

9.6.2 Кірпішті түтін құбырының ұңғысын қалау үшін, 125-150 маркалы лекалды топырақ кірпіш қолданылады. Сондай-ақ маркасы 125-тен төмен болмайтын және су сіңіруі 15 % аспайтын, пластикалық тығыздалған қарапайым топырақ кірпішті қолдануға болдады.

Кірпіштің суыққа қарсы төзімділігінің маркасы құбырдың жұмыс кестесіне сәйкес қабылданады, бірақ 25-тен төмен болмауы тиіс. Ұңғыны қалау үшін 50-ден төмен болмайтын күрделі ерітіндіні қолдану қажет.

9.6.3 Кірпіш құбырдың биіктігі бойымен, қадамы мен қиындысы есеп бойынша қабылданатын, тілінген құрыштан жасалған көлденең буылған сақинаны қарастыру қажет, ондағы буылған сақинаның қалыңдығы 10 мм-ден, қадамы – 1,5м –ден аспауы тиіс.

9.6.4 Ұңғы қабырғаларының қалыңдығы, кірпіштің  $1\frac{1}{2}$  өлшемінен кем болмайтын есеппен қабылданады.

9.6.5 Алып жүруші қабілеті бойынша көлденең қиындылар есебі, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттарға сәйкес жүргізіледі. Ұңғының барлық көлденең қиындылары үшін көлденең күштің түсетін нүктесі қиынды ядросының шегінде орналасуы тиіс, яғни  $e_0 \leq (D^2 + d^2)/8D$ , мұнда  $D$  және  $d$ - ұңғы қиындысының сыртқы және

ішкі диаметі. Кірпіш қаламасының сығылуға  $R$  есептік қарсылығы, жұмыс шартының 0,9 коэффициенті бойынша қабылданады.

9.6.6 Ұңғының қабырғасының қалыңдығы бойымен температураның ауытқуынан туындайтын ұңғының тікшіл қиындысының есебін, сығылған аумақтағы эпюраны тік деп қабылдап жүргізу қажет. Созушы күштерді қысушы сақинамен қабылдау қажет. Қысушы сақиналардың құрышының есептік қарсылығын анықтау барысында, жұмыс шартының коэффициентін 0,7-ге тең деп алуымыз қажет.

## 9.7 Темірбетонды түтін құбырлары

9.7.1 Темірбетон түтін мұржалардың ұңғысын цилиндр, жатқызылған конус немесе аралас – жатқызылған конус пен цилиндрдің үйлесімі пішінінде жобалау керек. Ұңғының немесе оның жекелеген бөлігінің толық биіктігінің сыртқы диаметріне деген қатынасы 20 аспауы керек.

Құбырдың жоғары жағының тікшілдікке қатысты қиғаштығын 3,1-ден аспайтын етіп қабылдау қажет.

9.7.2 Конструкциялы темірбетонды түтін құбырларын, цилиндрлік пішіндегі жекелеген царгтардан жобалайды. Царгтардың бір-бірімен қосылуын, төзімділігі жоғарғы шпилька немесе бұранда арқылы жүзеге асырылады.

9.7.3 Темірбетонды монолитті құбырлардың ұңғысы үшін, құрамында 8 %-ке дейінгі үшқальцилі алюминаты немесе минералды қоспасы бар сульфатқа төзімді портландцемент бар болатын, класы В30-дан төмен болмайтын, тек қана портландцемент пайдаланылады. Бетонның сығуға қарсы төзімділігінің коасы В15-тен төмен болмауы, су мен цемент қатынасы – 0,4-тен кем болмауы тиіс. Құбыр бетонының маркасы суыққа төзімділігі бойынша F200-ден төмен болмауы, сусіндрмеуі бойынша W8 болуы тиіс. Конденсаттың қалыптасуы мүмкін болатын құбырлар үшін, бетонның суыққа төзімділігі F300-ден төмен болмауы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ жекелеген жағдайларда, тиісті техникалық негіздемелер болса (түтін газдарының температурасы жоғары болса және т.б.) суыққа төзімділігінің маркасын төмендетуге болады, бірақ ол бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжатта көрсетілген мазмұннан төмен болмау керек.

9.7.4 Темірбетонды құбырдың ұңғымасы қабырғасының қалыңдығын, монолитті құбырдың төбе қабырғаларының минималды қалыңдығының есебі бойынша анықтайды: құбыр диаметрі 4,8 м-ге дейін болса - қалыңдығы 160 мм; 7,2 м-ге дейін - 180 мм; 9 –ге дейін - 200 мм, диаметрі 9 м-ден асса - 250 мм.

9.7.5 Тартылған арматураның қиындысы, құбыр ұңғымасының қабырғасының есептік қалыңдығының қиыны бойынша мындан кем болмайды: сақиналы арматуралар үшін - 0,2, көлденеңі үшін - 0,4 %.

9.7.6 Құбырдағы тартылған арматуралардың біріктірілген жерлерін, дәнекерлеусіз внахлестку орнатылады. Көлденең және тікшіл арматуралардың біріккен жерлері, қиындыдағы біріктірулер саны жалпы желілер санының 25 %-нан аспайтындай етіп, бөліп-бөліп орналастырылады.

9.7.7 Жұмыс арматуралары үшін бетонның қорғаныш қататының қалыңдығын кемінде 30мм және арматураның диаметрінен кем еместей етіп, ал агрессивті газдар болса қосымша 5мм-ге ұлғайта отырып қабылдайды.

9.7.8 Арматураның рұқсат етілетін шекті қызу температурасы, түтін газдарының температурасына байланысты бетон құрамын таңдау, бетон мен арматураның есептік қарсыласуы үшін қосымша жұмыс жағдайларының коэффициенті, сонымен қатар қабырғаның қалыңдығы бойымен таралатын әрқелкі қызулардың тікшіл қиындыны есептеу әдісіне әсері, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттарға сәйкес анықталады.

9.7.9 Созылған қиынды аумағындағы жарықтардың шекті ені мынадан аспауы тиіс: құбырдың жоғарғы жағының үштен бір бөлігі үшін - 0,1 мм, төменгі жағының құбыр биіктігінің үштен екісі үшін - 0,2 мм. Тиісті негіздемелер болған жағдайларда, түтін құбырларының төменгі бөліктері үшін жарықтардың ашылу ені 0,3мм-ге дейін болуына рұқсат етіледі.

## **9.8 Құрышты түтін құбырлары**

9.8.1 Негізгі құрышты түтін құбырының ұңғымасын, жоғарғы жағы цилиндрлі және төменгі жағы конус пішінді етіп жобалайды.

9.8.2 Еркін тұратын құрышты құбырлар үшін, өлшемдердің құбырдың жалпы биіктігіне қатынасы келесі талаптарды қанағаттандыру қажет: Цилиндрлі бөлігінің диаметрі - кемінде 1/20; конусты бөлігінің негізінің диаметрі - кемінде 1/10; конусты бөлігінің биіктігі - кемінде 1/4.

ЕСКЕРТПЕ Тербелістің динамикалық немесе механикалық басқыштарды орнатқан кезде, құбырдың цилиндрлі бөлігінің диаметрі, құбырдың жалпы биіктігінің 1/25-ін құрай алады.

9.8.3 Биіктігі 60м және одан асатын, футеровкасы жоқ құрышты түтін құбырлары, сондымен қатар құбыр биіктігінің оның диаметріне қатынасы 20 дан асатын футеровкасы барлары, ұңғыма үшін шымыр негіз болып табылатын, ауыртпалықтармен жобалануы тиіс.

Металлды құбырлардың өздері тірелетін немесе мачта ұңғымасы толтырылатын және ауыртпалықтары анкерлерге байланатын, орталық іргетасы болады.

9.8.4 Ауыртпалықтардың құбырдың биіктігіне қатысты орналасуы мына бойынша қабылданады: ауыртпалықтар бір қабатта болған кезде, ауыртпалықтар үстіндегі ұңғыманың жоғарғы бөлігінің биіктігі, құбырдың жалпы биіктігінің 1/3 –нен 1/4-не дейін, екі қабатта болған кезде - 1/5-нен аспайтын, ауыртпалықтар қабаттарының қашықтығы құбыр биіктігінің 1/3-не тең болуы тиіс.

9.8.5 Биіктігі 120 м-ден асатын құрышты құбырлар, төменгі жағынан қатқылдыққа отырғызылып бекітілуі тиіс. Негізгі конструкция ретінде, жоба бойынша үшбұрышты немесе төртбұрышты пішіндегі торлы мұнараларды пайдалануға рұқсат етіледі.

9.8.6 Құрышты құбырдың цилиндрлі және конусты бөліктері, қабырғаларсыз аралықтармен байланыстырылады. Құбыр қабырғасының қалыңдығы 4мм-ден кем болмауы тиіс.



9.8.7 Құбырдың цилиндрлі бөлігінің төбесін көлденең қаттылық қабырғасымен күшейту қажет.

9.8.8 Құрышты құбырлардың футеровкасын, құбырдың ішкі жағынан қабырғаға дәнекерленетін, көлденең сақиналы қабырғаларға тіреу қажет.

9.8.9 Түтін құбырымен қосылатын жердегі газоходтардың аузы дөңгелек, сопақ немесе бұрыштары дөңгелектендірілген тікбұрышты пішінде болуы тиіс, мұнда қиындының теңтөзімділігін қамтамасыз ету мақсатында, тесілген жердің өлшемі бойынша беттерді дәнекерлеу арқылы ұңғы қабықшасын күшейту қажет.

9.8.10 Түтін құбырлады үшін құрыштың маркасы, жекелеген элементтерді келесі топтарға жатқыза отырып, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттарға сәйкес қолданылады:

- 2-ші топ – қабықша, қаттылық қабырғасы, қаттылық сақинасы және тіреуші сақина;

- 4-ші топ – алаңдар, баспалдақтар, қоршаулар.

9.8.11 Түтін құбырларының құрышты конструкциялары бөлшектерінің есебі мен конструкция температурасы 300 °С және одан төмен болғандағы материалдардың есептік қарсыластығын анықтауды, бекітілген тәртіппен қабылданған нормативтік құжаттар бойынша жүргізу қажет.

9.8.12 Құрылыстардың резонанстық тербелуін тудыратын, желдің жылдамдығы қауіпті болған жағдайда, құрышты түтін құбырларын ережелер жиынтығының талаптарынан сәйкес, шаршауына қатысты есептеу қажет. Түтін құбырларының құрышты қабықшасының біріктіру тігістері тексерілуге жатады, осылайша есептемеде жүктемелердің кемінде 2 млн. циклы ескерілуі тиіс.

9.8.13 Құбыр қабырғаларын жалпы және жергілікті тұрақтылығына қатысты тексеру қажет.

Құбыр қабырғаларының дәнекерленген жердегі байланысы, жел жүктемелерінің әсерінен болатын құбырдың резонанстық тербелісі кезіндегі белгі ауыспалы циклдық қысымға қатысты тексерілуі тиіс.

Құбырдың цилиндрлі және конусты бөліктерінің қосылған жерін, сондай-ақ құбыр қабырғаларының қалыңдығы өзгерген барлық жерлерін жақтық эффектілердің қосымша жүктемесін ескере отырып, төзімділігіне қатысты тексеру қажет.

## 9.9 Сорып алушы мұнаралар

9.9.1 Осы бөлімдегі ережелерді тазаланудан өткен, бірақ белгілі дәрежеде агрессивтігі сақталған, ылғалдылығы 80-90 %, құрамында конденсаты бар, жоғарғы температурасы жоқ зиянды жанбайтын газдарды шығарып тастауға арналған сорып алушы мұнараларды жобалаған кезде сақталуға жатады.

9.9.2 Салмағына қатысты жүктемелерді анықтаған кезде, жүктемелер бойынша  $\gamma_f$  тұрақтылық коэффициентінің келесі мазмұнын қолдану қажет:

- фасонды бөліктер мен тораптар – 1,2;
- құрылғылар мен негізгі конструкциялардың салмағы, тұрақтылық бойынша есептегенде – 1,1 және аунап кету немесе опырылу есебіне қатысты - 0,9;

- мачталардағы ауыртпалық – 1,0.

9.9.3 Желге қатысты есептеген кезде, бірқатар аумақтарда максималды түрде болатын, бірақ мезоструялы ағындардың әсерінен, жергілікті дауыл кезіндегі жердің жергілікті әсерінен, құйынды шквалдан және т.б. болатын, желдің пульсациялық әсерінен жергілікті атмосфераның шекаралы аумақтарында пайда болатын желдің жылдамдығының биіктігі бойынша әрқелкі, ұзақ мерзімді болатын штормдық кездерде байқалатын, желдің мүмкін болатын максималды жылдамдығының өлшемін ескеруіміз қажет ҚР ҚН EN 1991 .

9.9.4 Сорып алушы мұнаралардың негізгі құрышты ұңғымаларын ҚР ҚН EN 1993 сәйкес жобалау қажет. Биіктігі 210 м-ден асатын сорып алушы мұнараларды арнайы жасалған техникалық шарттар бойынша жобалау қажет.

9.9.5 Сорып алушы мұнараларда бір немесе бірнеше газ айналдырып әкетуші ұңғымаларды орналастыруға болады. Газды алып кетуші бір ұңғыма негізгі мұнараның ішінде орналасуы тиіс; газды алып кетуші бірнеше ұңғыма болған кезде, барлық газды алып кетуші ұңғымаларды немесе олардың бір бөлігін негізгі мұнараның ішіне, ал қалған бөлігін сыртқы жағына орналастыруға болады.

9.9.6 Газды алып кетуші ұңғымалардың өлшемін, технологиялық есептеулер бойынша, атмосфераға шығарылатын зиянды қоспалардың концентрациясының шегіндегі санитарлық нормалардың талабына сәйкес және 13-ші кесте бойынша қабылдау қажет.

Нақты жоспарларда құрышты құбырлардың өзге де диаметрлерін қарастыруға болады.

### 13-кесте – Газ бұратын дінгектің өлшемдері

Биіктік, м	Ішкі диаметрі, м
45	0,6; 0,9; 1,2; 1,5
60	0,6; 0,9; 1,2; 1,5; 1,8; 2,4
75	1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6
90	1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6
120	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
150	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
180	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
210	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
240	3,6; 4,8; 6; 7,2

ЕСКЕРТПЕКонструкциялы полимерлі материалдардың газды алып кетуші ұңғымаларды дайындау үшін пайдаланылатын, қолда бар құрылғыларды пайдалану мақсатындаұңғыманың биіктігін есепке алмастан, диаметрлердің келесідей ішкі қосымша өлшемдерінқолдануға болады, м: шыныпластиктен жасалатын ұңғымалар үшін - 1,0; 1,6; 2,0 және 3,2; текстолиттен жасалатын ұңғымалар үшін - 1,2; 3,0; 3,8; 4,5 және 7,0.

9.9.7 Негізгі есептік мұнараның пішіні мен оның өлшемдерін құрышты үнемдеуді, дайындаудың технологиялығын, қолданылатын әдістердің шарттарына сәйкес анықтау қажет.

9.9.8 Негізгі мұнараны, тәртіп бойынша призматикалық (жоғарғы бөлігі) және пирамидальді (төменгі бөлігі) бөліктк, үш, төрт және одан да көп қырлы етіп жобалайды.

9.9.9 Газды айдап әкетуші ұңғыма мен негізгі мұнараның төбесінің деңгейлерінің айырмашылығы, газды айдап әкетуші ұңғыманың диаметрінің 2- 2,5 м. шамасында, бірақ 8-10 м-ден аспайтындай болуы тиіс. газды айдап әкетуші ұңғымаларды полимерлі материалдардан дайындаған кездерде, мұндай айырмашылықтар конструктивті түрде, мұнараның жоғарғы алаңының тот басуға қарсы жаоғары талаптарға сәйкес анықталады.

9.9.10 Негізгі мұнараның төменгі негіздегі ең кіші габариттік өлшемін, оның биіктігінің кемінде 1/8м-не қатысты тағайындау қажет.

Негізгі мұнараның жоғарғы бөлігінің ең кіші габариттік өлшемін, газды айдап әкетуші ұңғымалардың саны мен лифтіні орналатыру (тапсырма бойынша) шарттарына, сонымен қатар жөндеу жұмыстарына арналатын қажетті өтпелерді есекере отырып анықтайды. Мұнараның жоғарғы бөлігінің өлшемін қысқартқан жағдайда (газды айдап әкетуші ұңғыманың диаметрі үлкен болатын кезде немесе бас жоспардың қысқартылған шарттарында, мұнара ішіне газды айдап әкетуші бірнеше ұңғымаларды орналастыру қажет болғанда) өтпелер үшін алып жүруге боатын алаң-балкондарды жобалауға болады. Өтпелердің ені 0,7 м-ден кем болмауы тиіс.

9.9.11 Негізгі балканың тұтастай биіктігі бойынша көлденең диафрагмалардың орнатылуын қарастыру қажет. Диафрагмалардың арақашықтығын, диафрагма орналастырылатын деңгейдегі мұнараның тікшіл қиындысының 1,5-2,5 м.шамасында болуы тиіс. Диафрагмаларды сондай-ақ мұнараның қырларының майысқан жеріндегі жалпақ бетке орналастыруға болады.

9.9.12 Диафрагмаларды газды айдап әкетуші ұңғымаларды көлденең тіреу үшін және газды айдап әкетуші ұңғымалардың айналасымен негізгі мұнараның торының белдеулері мен торабына өтуді қамтамасыз етуге арналған пайдалану мақсатындағы алаңдар үшін қоланылады.

9.9.13 Негізгі торлы мұнара үшін құрыштың маркасын ережелердің жиынтығына сәйкес, мұнараның конструкциясының жекелеген бөлшектерін мына топтарға жатқыза отырып анықтайды:

- 1-ші топ – фланцыларды, тіреу тораптары мен анкерлі құрылғыларды, тораптық фасонкаларды қоса алғандағы, мұнараның негізгі белдеуі;
- 2-ші топ – тордың бөлшектері; газды айдап әкетуші ұңғымалардың өзіндік салмағын тікелей қамтитын балкалар, диафрагма алаңдары.
- 3-ші топ – газоходтардан болатын тікшіл жүктемелерді қабылдамайтын балкалар, диафрагма алаңдары;
- 4 - -ші топ – тіреуші плиталар, алаң төсемдері, сатылар, қоршаулар.

9.9.14 Газды айдап әкетуші ұңғымаларды айдап әкетілетін газдар әсеріне төзімді немесе тиісті тот басуға қарсы қорғалған материалдардан жасау қажет.

Газды айдап әкетуші ұңғымалар мен оның барлық бөлшектерінің қабықшалары көміртекті және төменқосындылы құрыштың маркасы, ережелердің жиынтығына сәйкес, 4-ші топ бойынша тағайындалады.

Газды айдап әкетуші газоходтардың сыртқы қабықшаларының ішкі бетін температура мен тот басудың әсерінен қорғау DIN 18195-1-10 сәйкес жүргізілуі тиіс.

Конструктивті полимерлерден жасалған газды айдап әкетуші ұңғымалар үшін химиялық және термикалық төзімді шыныпластиктерді, текстофаолиттерді, бипластмассаларды ішкі қабаты термоплсттан жасалатын шыныпластик) және қабаттандаралған конструктивті пластиктерді қолданады.

ЕСКЕРТПЕ Газды айдап әкетуші ұңғымалар үшін қолданылатын конструктивті полимерлі материалдар жанбайтын немесе өте қиын жанатын болуы тиіс.

9.9.15 Ең жақсы аэродинамикалық құрам мен металлдарды үнемдеу үшін негізгі мұнараны көлденең қисынды құбыр элементтерінен жобалайды.

9.9.16 Газды айдап әкетуші ұңғыманың тікшіл жүктемесі сорып алушы мұнараның төменгі бөлігіне берілуі тиіс.

Газоходтарды кіргізу деңгейіне байланысты, газды айдап әкетуші ұңғымаларды тіреудің келесі түрлерін қолдануға болады:

- өзінің іргетасына;
- арнайы қосымша тіреуішке;
- негізгі мұнараның диафрагмаларының біріне (осы диафрагмаға кеткен металлдың шығыны арнайы тіреуіш металына кеткен шығыннан аспаған жағдайда рұқсат етіледі)

9.9.17 Негізгі мұнараны өсіру және тұтастай қою әдістерімен монтаждаған кезде, мұнара бөлшектерінің монтаждық жүктемеге қатысты қосымша есебін жүргізу қажет.

9.9.18 Құрышты немесе конструкциялы полимерлі, өздігінен алып жүретін цилиндрлі қабықшадан жасалған газды айдап әкетуші ұңғымалардың көлденең жүктемесін, негізі мұнараға, мұнараның тікшіл диафрагмасының жазықтығы бойынша беру қажет.

Құрышты өтпелдік қаңқалармен біріктірілген царгтан жасалатын конструктивті полимерлерден жасалған газды айдап әкетуші ұңғымалардың көлденең жүктемесін, өтпелдік қаңқа арқылы, мұнараның диафрагмасына беру қажет.

9.9.19 Мұнараға көлденең берілетін жүктемелер жеріндегі газды айдап әкетуші ұңғыманың тіреу тораптарының конструктивтік шешімі, ұңғыма мен мұнараның өзара тікшіл және көлденең температуралық ығысуының еркіндігін қамтамасыз етуі қажет.

9.9.20 Газды айдап әкетуші ұңғымалардағы царгтің тіркестіру торабы, беріктігі мен герметизациялығынан басқа, полимерлі материалдардың температуралық деформациясына қатысты қозғалу еркіндігін қамтамасыз етуі қажет.

9.9.21 Құрышты өтпетік қаңқаны тікшіл аспалардан, көлденең сақиналардан және тіреуші бөлшектерден жобалау қажет, мұнда:

- жүктемені беретін көлденең сақина, мұнара диафрагмасымен бір деңгейде орналасуы тиіс;
- өтпелі қаңқаның мұнараға бекітілуі, температурадық деформацияға қатысты тікшіл ерікті қозғалуын қамтамасыз етуі тиіс;
- биіктігі бойынша өтпелі қаңқаны, ұңғыманың царгін өсіру әдісімен ірі блоктарға біріктіре отырып монтаждауға қажетті, жапсары бар, жеке секциялардан жасалады;
- қаңқаның тікшіл аспаларын, әрбір секцияларға бекітілетін, майысқақ бөлшектер түрінде қабылдау қажет.

9.9.22 Конструкциялы полимерлі материалдардан жасалған газды айдап әкетуші ұңғымалардың есебін, материалдардың анизотропиясын ескере отырып жүргізу тиі.

Материалдардың есептік сипаттамалары шығарылатын газдардың максималды температурасына, агрессивті ортаның әсеріне және жүктемелердің әсеріне қатысты анықталады.

9.9.23 Газды айдап әкетуші ұңғымалардың іргетасын бетоннан немесе темірбетоннан, жартылай кесілген конус немесе цилиндр түрінде, тұтас немесе сақиналы плиталардан жобалайды.

9.9.24 Негізгі мұнаралардың іргетасын, әрбір тіреуші тораптарға жеке-жеке етіп жобалайды, мұнда мұнаның металлконструкцияларында қысымдарды болдырмау үшін, іргетастың біркелгі шөгуі мен іргетас бетінің көлденең ығысуын қамтамасыз ететін шаралар қарастырылуы қажет.

9.9.25 Сорып алу мұнарадарын жобалаған кезде, іргетас пен негізгі мұнаның газды айдап әкетуші ұңғымасының барлық бөлшектерінің тотқа қарсы берік қорғанысын қарастыру қажет.

9.9.26 Газды айдап әкетуші ұңғымаларды конденсаттар пайда болатын жағдайларда, оларды жинау мен шығарып тастауға арналған құрылғыларды қарастыру қажет.

9.9.27 Газды айдап әкетуші ұңғымаларды жөндеу үшін, негізгі мұнаның жоғарғы диафрагмасына аспаларды орнатуды, сондай-ақ 150 м-ден асатын биіктікте, аралық диафрагмаларға тағы біреуін орнатуды қарастыру қажет.

9.9.28 Мұнараға көтерілу үшін баспалдақты қарастыру қажет.

Баспалдақта диафрагма алаңдарына өтетіндей тікшіл етіп жобалайды. диафрагмалардың арасы 12 м-ден асатын болса, арнайы аралық алаңдарды қарастыру қажет. Баспалдақтар мен өтпелі алаңдар қоршалуы тиіс.

9.9.29 Газды айдап әкетуші ұңғымалардың сыртқы температурасы 50 °C асатын болса, оған жанасатын алаңдар, баспалдақ тесіктері және кіре берістерге биіктігі 1м-ден төмен болмайтын арнайы қоршау орнатылады, оның бір бөлігі тұтас төсменің деңгейінен 100мм жоғары отраналасады

## 9.10 Суқыспақты мұнара

9.10.1 Осы бөлімдегі ережелерді шаруашылық-ауыз су ҚР ҚН 4.01-03, өндірістік және өртке қарсы кәсіпорындарды сумен жабдықтау ҚР ҚН 3.01-03, ауылшаруашылығы кешендерінің жүйелері мен елді-мекендерде пайдалануға арналған суқыспақты мұнараларды жобалаған кезде сақталуға жатады.

Суқыспақты мұнаны, шатырсыз, құрышты балкалармен, темірбетонды тіреуіштермен, кірпіштен және құрыштан, әргетасын конструкциялы және монолитті темірбетоннан жобалайды.

9.10.2 Суқыспақты мұнаралардың габариттік кестесін екі параметр бойынша анықтайды – бактың сиымдылығымен және бактың астана дейінге биіктікпен.

Суқыспақты мұнараларды сиымдылығы 15, 25, 50, 100, 150, 200, 300, 500 и 800 м<sup>3</sup> болатын бактардан жобалайды. Сиымдылығы 15 тен 50 м<sup>3</sup> –ке дейінгі бак орналастырылатын мұнаның тіреуішінің биіктігін (жер деңгейінен бактің тіреуішінің

төбесіне дейін) 3м-ге бөлінетіндей, сиымдылығы  $100 \text{ м}^3$  және одан асатындары үшін – 6м-ге бөлінетіндей етіп белгілейді.

ЕСКЕРТУ Тиісті техникалық-экономикалық негіздемелер болған жағдайда сиымдылығы жоғары бактары бар мұнараларды жобалауға болады, мысалы металлургия зауыттарындағы домна және матерновты цехтарын апатты жағдайда сумен қамтамасыз ету үшін.

9.10.3 Бактың пішінін архитектуралық-композициялық және техникалық-экономикалық түсініктерге сәйкес белгілейді.

Бактың жабындысында, бактың және желдеткіш құбырдың ішіне түсуіге арналған сатысы бар люк қарастырылады.

9.10.4 Бактың түбін су келетін және кететін немесе ағызу құбырына қиғаштығы 5 % етіп жобалайды.

9.10.5 Суқыспақты мұнаралардың тіреуіштерің цилиндр немесе құрамалы темірбетонды тіреулет түтінде жобалауға болады.

Жергілікті жағдайлар мен архитектуралық талаптары ескерілетін тиісті техникалық-экономикалық есептемелер болған жағдайларды, тіреуіштер үшін монолитті темірбетонды, кірпіш және құрышты пайдалануға болады.

9.10.6 Тұтас тіреуіштер конструкцияларын қолданған жағдайларды (монолитті темірбетон және кірпіш) бактың астындағы кеңістікті шаң, түтін және газ бөліністерінің қалыптасуын болдырмайтын қызметтік және кеңсе жайларын, қоймаларды, өндірістік жайларды орналастыруға болады.

9.10.7 Суқыспақты мұнараның іргетасын іші су құбырлары мен өлшеу құралдарына арналған ысырма орнатуға арналған өздігінен кіріс-шығыс ағынының желдеткішінің әсерінен жылынатын жайлары орналастырылатын, темірбетонды монолиттен жобалайды.

9.10.8 Жабындылары мен алаңдары бар сукіретін-сушығатын тіреуінің қиылысу торабы, тіреудің температуралық еркін қозғалысын қамтамасыз ету қажет.

9.10.9 Мұнараларды есептеген кезде, желден болатын жүктеме биік құрылыстар үшін белгіленетін, жылдамдық қысымы пульсациясының динамикалық әсер етуін ескере отырып анықталады.

Құрылыстардың еркін тербелісі кезіндегі желдің жүктемесін  $T > 0,25$  сек желдің жылдамдығынан туындайтын, жылдамдық қысымы пульсациясының динамикалық әсерін ескере отырып анықтау қажет. Жел жүктемелерін ҚР ҚН EN 1991 көрсетілген мәліметтер бойынша анықтау қажет.

Жобалаудың ерекше шарттарында өзгеше көзделмесе, онда желдің жүктемелерін айнымалы және тұрақты әсер етуші деп жіктеуге болады.

Желдің әсерінен болатын жүктемелерді, толтырылған немесе бос бактар үшін есептеуге жатады.

Багі толтырылған бакгі бар мұнараны тексеру барысында іргетас астындағы қысым эпюрасының пішіні трапеция түрінде, минималды және максималды қысымының қатынасы 0,25 болуы тиіс. Багі толтырылмаған мұнараларды тексеру барысында жүктемелердің үшбұрышты эпюрасына жол беріледі

Мұнараның қисаюы  $\leq 0,004$  болуы тиіс.

9.10.10 Мұнараны оның бағіна және жабындысына көтерілуге арналған құрыш сатылары, сонымен қатар құрылыс конструкциялары мен құбыр желілерін қарау мен қызмет көрсетуге арналған алаңдармен қамтамасыз етілуі тиіс. Баспалдақтарды тік, саты түрінде, оны пайдалану кезінде қауіпсіздікті қамтамасыз ететін доғалары болатын етіп жобалайды. Осылайша алаңдар арасындағы қашықтық 8м-ден аспауы тиіс.

Алаңдар периламен қоршалуы тиіс.

9.10.11 Суқыспақты мұнараларды жобалаған кезде құрылыс конструкцияларын DIN 18195-1-10 сәйкес, сырттан кіретін ылғалға қарсы тот басудан қорғау шараларын қарастыру қажет. Конструктивтік шешімдер тот басуға қарсы жабындыларды қарауға және қайта құруға мүмкіндіктерді қамтамасыз етуі тиіс.

9.10.12 Бактің ішкі жағын тот басудан қорғау үшін тиісті ұйымдармен шаруашылық – ауыз сумен қамтамасыз ету тәжірибесінде құолдануға рұқсат етілген материалдар мен реагенттер тізіміне жатқызылған материалдарды қолданады.

## **10 МҮГЕДЕКТЕР МЕН ХАЛЫҚТЫҢ ҚИМЫЛЫ ШЕКТЕУЛІ ТОПТАРЫНЫҢ ЕҢБЕГІН ПАЙДАЛАНУ ЕРЕЖЕЛЕРІ**

Құрылыстарда мүгедектердің еңбегін пайдалану мүмкіндігі бар болған жағдайларда, мүгедектігінің түріне байланысты, тиісті нормалармен қарастырылған қосымша талаптарды сақтау қажет.

Кәсіпорындар құрылысында мүгедектердің еңбегін пайдаланатын, арнайы цехтар мен мамандандырылған қоймаларды (тіректерді) құрған жағдайларда, мүгедектер мен жасына байланысты зейнетке шыққан зейнеткерлердің еңбегін пайдалануға арналған кәсіпорындар, цехтер мен телімдер үшін бірыңғай санитарлық ережелерді де басшылыққа алу қажет.

## А ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

## ТОПЫРАҚ ҚЫСЫМЫН АНЫҚТАУ

А.1 Қалыптасуы бұзылмаған (ішкі қажалу бұрышы  $\phi$ , үлестік тіресуі  $c$ , деформациялану модулі  $E$ ) топырақтардың нормативтік және есептік мазмұнын DIN 18122-2, DIN 4022-1 бойынша анықтау керек. .

А.2 Топырақтың үлестік салмағын  $\gamma$  топырақ сынамаларының мәліметтеріне сәйкес анықтау қажет. Судың өлшемін әсерін қоса алғандағы, топырақтың үлестік салмағының нормативтік мазмұны

$$\gamma_{sw}^n = \frac{(\gamma_s^n - \gamma_w^n)}{1 + e}, \quad (A.1)$$

мұнда  $\gamma_s^n, \gamma_w^n$  - топырақ сен су қаңқаларына сәйкес үлестік салмағы;

$e$  – топырақтың борпылдақтық коэффициенті.

тәжірибелік мәліметтер болмаған жағдайларда және типтік жоспарлау үшін мына нормативтік мазмұнда қолдануға болады  $\gamma^n = 18 \text{ кН/м}^3$  (1,8 тс/м<sup>3</sup>);  $\gamma_s^n = 26,5 \text{ кН/м}^3$  (2,65 тс/м<sup>3</sup>);  $\gamma_w^n = 10 \text{ кН/м}^3$  (1 тс/м<sup>3</sup>).

А.3 ҚР ҚНЖЕ 3.02.01 сәйкес тығыздалатын, тығыздалу коэффициенті – 0,95 (жобада көрсетілуі тиіс) төмен емес, толтыру топырақтарының сипатының ( $\gamma'$ ,  $\phi'$  және  $c'$ ) мазмұнын, қалыптасуы бұзылмаған топырақтың сипаттамалары бойынша бекітуге рұқсат етіледі:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma'_I = 0,95 \gamma_I = \gamma^n \\ \text{құмды топырақтар үшін} \\ \phi'_I = 0,9 \phi_I = 0,82 \phi^n \\ \text{шаңды-саз топырақтар} \\ \text{үшін} \\ \dots \\ \phi'_I = 0,9 \phi_I = 0,78 \phi^n \\ c'_I = 0,5 c_I = 0,33 c^n, \end{array} \right\} \begin{array}{l} \gamma'_{II} = 0,95 \gamma_{II} = 0,95 \gamma^n; \\ \\ \phi'_{II} = 0,9 \phi_{II} = 0,9 \phi^n; \\ \\ c'_{II} = 0,5 c_{II} = 0,5 c^n, \end{array} \quad (A.2)$$

бірақ 7 кПа  
(0,7 тс/м<sup>2</sup>) аспауы тиіс

бірақ 10 кПа  
(1 тс/м<sup>2</sup>) аспауы тиіс

А.4  $u$  тереңдігіндегі топырақтың көлденең  $p_h$  ( $\sigma_{a.r}$ )\* және тікшіл  $p_v$  ( $\sigma_{a.b}$ ) қысымы, сондай-ақ топырақтың пассивті қысымы  $p_{hr}$  ( $\sigma_{п.r}$ ) и  $p_{vr}$  ( $\sigma_{п.b}$ ) 2.06.07 ҚНЖЕ бойынша анықталады.



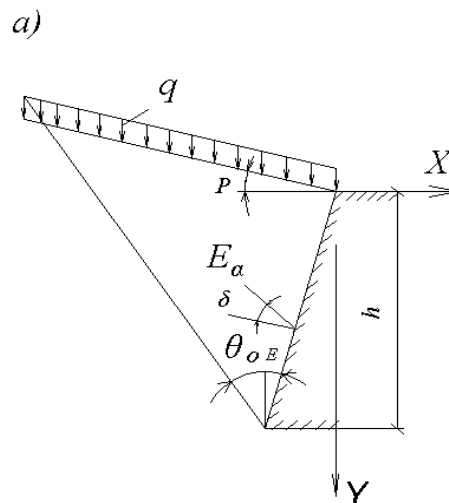
Топырақтың толық қысымы топырақтың жеке салмағының  $p_{h\gamma}$ , қысымынан, жоғарғы бетінен түсетін уақытша жүктемелерінен  $p_{hq}$  және тіресуден болатын кері қысымнан  $p_{hc}$  қалыптасады.

Осы жүктемелердің мүмкін болатын үйлесімдерінің эпюрасы А.1 суретінде көрсетілген.

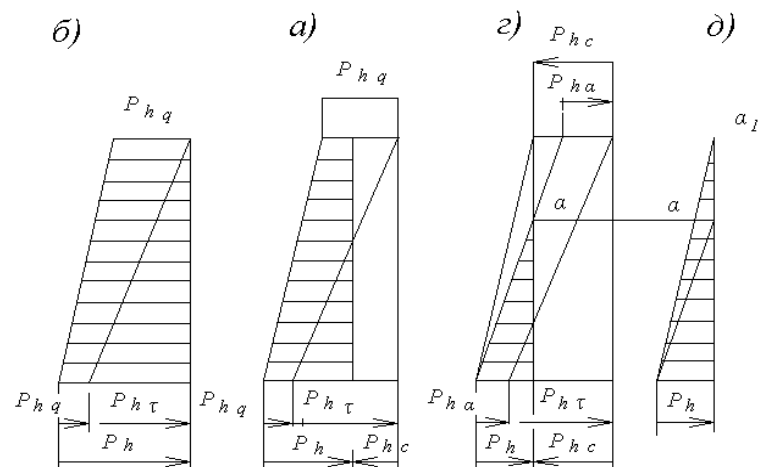
егер  $p_h$  мазмұны нөлден төмен болса (А.1 суретіндегі, з), онда бұл телімде  $p_h = 0$  қолданылады. Мұнда  $h$  тереңдігіндегі қысымды  $p_h$ -қа тең деп сақтау керек, ал топырақ қысымының жалпы үшбұрышты эпюрасының шегін  $a$  нүктесінен беткі қабаттың  $a_1$  нүктесіне ауыстыру керек (А.1 суретіндегі, д)

А.5 Сырғу бетінің қиғаш бұрышының тікшілдікке қатынасы

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (3)$$



\* Жақша ішінде 2.06.07 ҚНЖЕ қабылданған, қысымдар мазмұны келтірілген.



А.1-сурет – Топырақ қысымының кестесі

$a$  - қабырғаға;  $b$  - тірелуі жоқ кезде  $p_{hc} = 0$ ;  $c$  - кезінде  $p_{hc} < p_{hq}$ ;  $d$  - кезінде  $p_{hc} \geq p_{hq}$ ;  $\delta$  - ауыстырушы (есептік) эпюра

А.6 Топырақтың көлденең бетінде, тікшіл қабырғаларында және қажалулар болмағанда және топырақтың қабырғамен тіресуі  $\varepsilon = p = \delta = 0$  болады, мұнда топырақтың көлденең қысымының коэффициенті

$$\lambda_h = \tan^2 \theta_0. \quad (A.4)$$

у тереңдігіндегі топырақтың көлденең қысымы

$$p_h = (\gamma y + q) \lambda_h - 2\sqrt{\lambda_h} c, \quad (A.5)$$

мұнда  $q$  – қабырғаға жанасатын, беткі қабаттағы біркелкі бөлінген жүктеме.

А.7 Жерастылық суларының болуымен негізделетін қосымша көлденең қысымдарды мына формула бойынша анықтау қажет

$$p_{hw} = h_w [1 - \lambda_h (\gamma - \gamma_{sw})], \quad (A.6)$$

мұнда  $h_w$  – құрылыс астынан жерастылық суларының деңгейіне дейінгі биіктік, м;

$\lambda_h$  - (A.4) көрсетілгендей;

$\gamma$  - топырақтың үлестік салмағы;

$\gamma_{sw}$  – (A.1) көрсетілгендей).

А.8 Ұмаждалу призмасының шегіндегі топырақтың беткі қабатындағы қатарланған біркелкі бөлінген  $b$  ендігіндегі  $q$  жүктемелерден болатын – қысымды, тікшілдікке (A.2

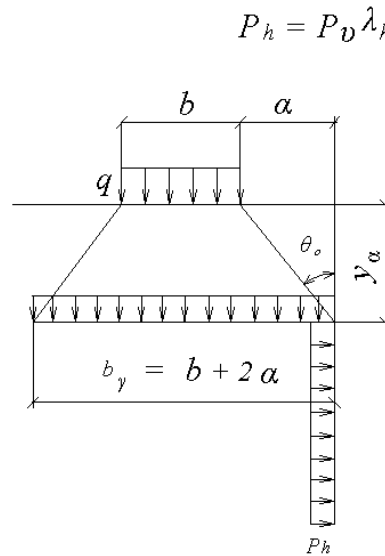
сурет) қатысты, жан-жағына  $\theta_0$  бұрышпен,  $y_a = \frac{a}{\tan \theta_0}$  тереңдіктегі тіреуші қабырғаның бетімен қиылысқанға дейін бөлу қажет және  $b_y = b + 2a$  ендікте, қабырғаға тікелей жанасатындай етіп біркелкі бөліп қабылдау қажет.

Қатарлы жүктемеден болатын көлденең қысымның қарқындылығын мына формула бойынша анықтау қажет

$$p_v = q b / b_y. \quad (A.7)$$

қатарлы жүктемеден болатын көлденең қысымның мтенсивтігі – формула бойынша

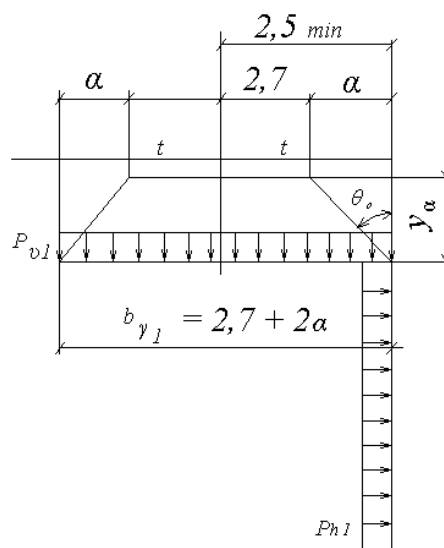
$$p_h = p_v \lambda_h. \quad (A.8)$$



**А.2-сурет – Қатарлық жүктемеден болатын қысымды бөлу кестесі**

А.9 Жылжымалы көліктерден түсетін уақытша жүктемелерді ҚР ҚН 3.03-12 сәйкес, СК түріндегі жүктеме – жылжымалы темір жол көліктерінен, АК-автокөлік құралдарынан, НК-80 – дөңгелектен түсетін жүктемелер, НГ-60 – шынжыр табаннан түсетін жүктемелері түрінде қабылданады.

ЕСКЕРТПЕ СК – 1 м аралықтағы жолға жылжымалы темір жол көлігінің түсіретін біркелкі бөлінген шартты нормативті жүктемесі (А.3 суреті). АК – екі қатар түріндегі автокөліктерден түсетін нормативтік жүктеме. НК-80 – салмағы 785 кН (80 тс) болатын доңғалақты, жалғыз автокөліктен түсетін нормативті жүктеме. НГ-60 – салмағы 583 кН (60 тс) болатын шынжыр табанды көліктен түсетін нормативті жүктемелер.



**А.3-суреті – Темір жолдың жылжымалы құрамынан түсетін қысымдарды бөлу**

А.10 Жылжымалы құрамның темір жолының шпалының төмен деңгейдегі СК нормативтік эквивалентті жүктемесін, ені 2,7 м мен қарқындылығы  $q_1^n$  болатын тұтас

тілімге тең деп қабылдау қажет :

$$q_1^n = \frac{CK}{2,7}, \quad (\text{A.9})$$

мұнда  $C$  - коэффициенті (жер асты конструкцияларын есептеу үшін оны 1,5-ке тең деп алу керек);

$K$  – 1 м. жолдағы 137 кН (14 тс)-ке тең жүктеме класы. Тиісті негіздемелер болған жағдайларда, аталған өлшемді 1м. жолда  $K = 98$  кН (10 тс)-ға төмендетуге рұқсат етіледі.

A.11. Теміржол құрылыс бойымен орналасатын жағдайда, одан түсетін қысым ені

$b_{y1} = 2,7 + 2a$  болатын шпал астынан  $y_a = \frac{a}{\text{tg } \theta_0}$  тереңдікте орналасатын алаңдағы  $p_{v1}^n$  эквивалентті нормативті жүктемеге келтіріледі (A.3 суретті қараңыз). Тікшіл қысымның ининсивтігі мына формула бойынша анықталады

$$p_{v1}^n = 2,7 q_1^n / b_{y1}, \quad (\text{A.10})$$

мұнда  $q_1^n$  - (A.9) формуласында көрсетілгендей.

Көлденең қысымның ининсивтігін  $p_{h1}$  (A.8) формуласы бойынша анықтау қажет.

A.12 Темір жолдың құрылыстарға тік орналасқан жағдайда, тікшіл нормативтік

қысымның  $p_v^n$ , у,м, тереңдіктегі көлденең бетке түсіретін қысымын мына формула бойынша анықтау қажет

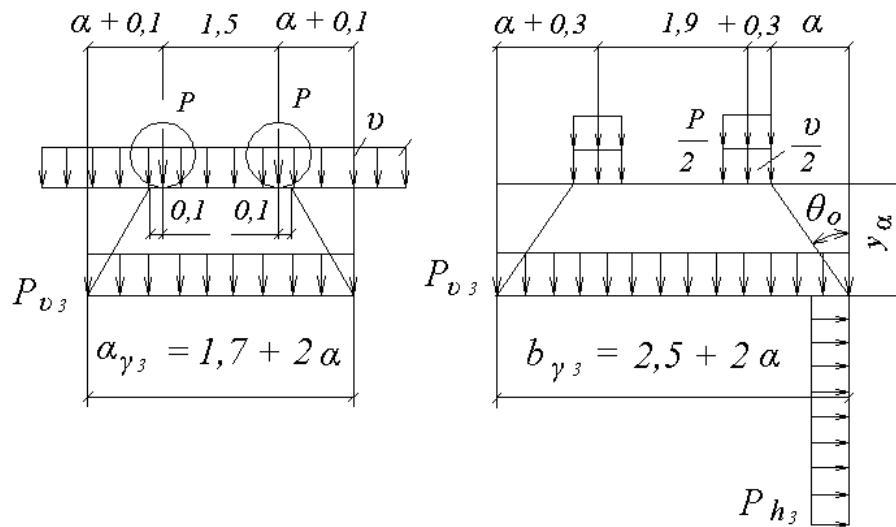
$$p_{v2}^n = \frac{103}{1,35 + \text{tg } \theta_0 y}, \quad \text{кПа.} \quad (\text{A.11})$$

Көлденең нормативтік қысымның қарқындылығы  $p_{h2}$  – (8) формула бойынша анықталады.

A.13 Автокөліктен түсетін жүктеме АК-ның екі телімінен тұрады (4-ші сурет) олардың әрқайсысы осьтік жүктемесі  $P$  9,81К, кН/м (0,1 К тс/м) және екі колеясына түсетін қарқындылығының жүктемесі  $\nu = 0,98K$ , кН/м (0,1 К, тс/м) тең болып бөлінетін, екі осьті арбаның бір осьін қамтиды.

Жолдың негізгі торабындағы құрылыстар үшін жүктемені К-11 класты немесе бір автокөліктен түсетін НК-80 класының телімі бойынша қабылдау қажет.

Ішкі шаруашылық жолдарының бойындағы құрылыстар үшін жүктемені телімдік класы К-8 немесе бір шынжыр табанды көліктің НГ-60 класы бойынша қабылдау қажет. Осымен қатар, көпірдің өткелінің бөліктерін, 108 кН (11 тс) –ға тең болатын, жалғыз осьтің қысымына тексеру қажет.



#### А.4-суреті – АҚ автокөліктің құрылыстар бойымен қозғалған кездегі жүктемесінен болатын қысымдар

А.14 Арбадан түсетін жүктемелер  $P = K$  (А.4 суратті қараңыз) қозғалыс бойының ұзындығы  $a_{y3} = 1,7 + 2a$  (м) мен еніне  $b_{y3} = 2,5 + 2a$  (м). қатысты бөлінеді.

Тікшіл қысымдардың қарқындылығы

$$p_{v3}^n = \frac{2P}{a_{y3} b_{y3}}. \quad (\text{A.12})$$

Тікшіл біркелкі бөлінетін жүктеме  $v$  ені бойынша  $b_{y4} = b_{y3}$  бөлінуге жатады.  $y_a$  тереңдікте  $v$  жүктемеден болатын тікшіл қысымның интенсивтігі

$$p_{v4}^n = \frac{v}{b_{y4}}. \quad (\text{A.13})$$

АҚ-ның толық жүктемесі  $P_{v3}^n + P_{v4}^n$  жүктемелерін қосудан пайда болады.

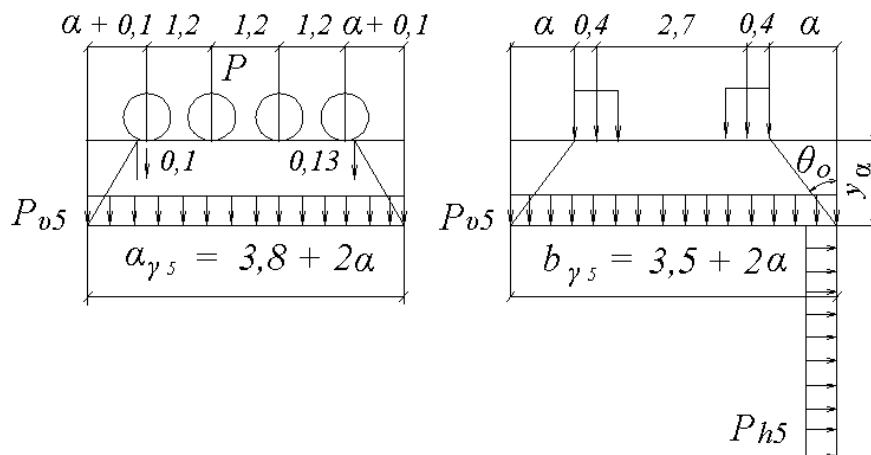
$P_{h3}^n$  және  $P_{h4}^n$  жүктемелерінің есептік жүктемелерін алу үшін, жүктеме бойынша өзіндік тұрақтылық коэффициенті бар есеп қолданылады.

$p_{h3}$  және  $p_{h4}$  көлденең ұысымдардың қарқындылығы (А.8) формуласы бойынша анықталады.

А.15 Құрылыс бойымен қозғалғандағы НК-80 доңғалақты жүктемеден түсетін нормативті тікшіл қысым қарқындылығы,  $y_a = \frac{a}{\text{tg } \theta_0}$  тереңдікте  $a_{y5} = 3,8 + 2a$  (м) және  $b_{y5} = 3,5 + 2a$  (м) болған кезде мына формула бойынша анықталады

$$p_{v5}^n = \frac{785}{a_{y5} b_{y5}} \text{ кПа}. \quad (\text{A.14})$$

Көлденең қысымның қарқындылығын  $P_{h5}^n$  (8) формула бойынша анықтау қажет

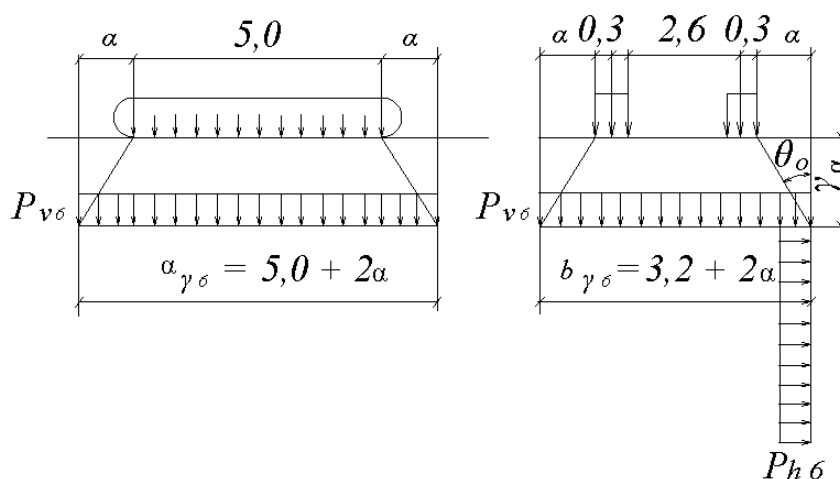


**А.5-суреті – Құрылыс бойымен қозғалған кездегі НК-80 доңғалақты жүктемеден түсетін қысым кестесі**

А.16 Құрылыс бойымен қозғалғандағы НГ-60 шынжыр табанда көліктен түсетін

нормативтік тікшіл қысым қарқындылығы  $y_a = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0}$  тереңдікте  $a_{y6} = 5.0 + 2a$  (м) және  $b_{y6} = 3.2 + 2a$  (м) болған кезде, мына формула бойынша анықталады

$$P_{v6}^n = \frac{588}{a_{y6} b_{y6}} \text{ кПа.} \quad (\text{A.15})$$



**А.6-суреті – Құрылыс бойымен қозғалған кездегі НК-60 шынжыр табанды көліктен түсетін қысым кестесі**

А.17 Автокөлік құралдары құрылыстар бойына тікшіл бағытта қозғалатын жағдайдағы АК- автокөлік жүктемесінен (А.7 сурет)  $y \geq 0,6$  м түсетін тереңдіктегі нормативтік тікшіл қысымды мына формуламен анықтайды

$$p_{v7}^n = \frac{28}{1 + 0,8 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.16})$$

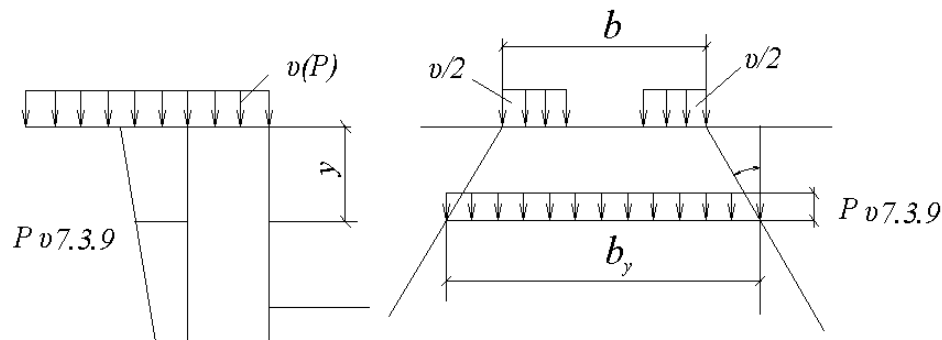
НК-80 доңғалақтың жүктемесінен болатын  $y \geq 0,8$  м тереңдіктегі нормативтік тікшіл қысымның қарқындылығы мына формула бойынша анықталады

$$p_{v8}^n = \frac{44}{1 + 0,55 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.17})$$

НГ-60 шындыр табанды көліктің жүктемесінен болатын  $y \geq 0,8$  м тереңдіктегі нормативті тікшіл қысымның қарқындылығы мына формула бойынша анықталады

$$p_{v9}^n = \frac{34}{1 + 0,6 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.18})$$

$p_{h6-9}$  көлденең қысымды (8) формула бойынша анықтау қажет.



#### А.7-суреті – Құрылыс бойына тікшіл бағытта қозғалған кездегі, АК, НГ-80 және НГ-60 жүктемелерінен болатын қысым кестесі

А.18 Нақты жүктемелер болмаған кезде, жердің жоғарғы бетінде қарқындылығы 9,81 кПа (1 тс/м<sup>2</sup>) болатын біркелкі теңдей бөлінген шартты нормативті тұтас жүктемені есепке алу қажет.

А.19 Жабынды бетіне тереңдігі 0,6 м төмен болатын, автокөліктен болатын тікшіл қысымды, ірбір дөңгелектен түсетін қысымды топырақ толтырмасының тікшілдікке қатысты 30° шегінде бөле отырып, ал жол төсемесінің немесе цехтың еденінде - 45° бұрышмен анықтау қажет.

А.20 Құрылыстарды бірінші топтың шекті жағдайымен есептеген кезде жүктеме бойынша тұрақтылық коэффициентін мына бойынша қабылдайды:

### **ҚР ЕЖ 3.02-128-2012**

Конструкцияның жеке салмағы, топырақ қысымы, құралдар, жиналатын материалдар, жүктіегіштер мен карлар,аумаққа біркелкі бөлінген жүктемелер;

Темір жолдың жылжымалы құрамалары, автокөліктер бағандары, дөңгелектен жіне шынжыр табаннан түсетін жүктемелер, жолдың өтетін бөлігі мен тротуарларының жабындылары, темір жол төсемінің салмағы.

Екінші топтың шекті жағдайымен есептегенде жүктемелер бойынша тұрқтылық коэффициентін 1-ге тең деп қабылдау қажет.



**Б ҚОСЫМШАСЫ***(ақпараттық)***КОНСТРУКЦИЯЛАР МЕН ЖАБДЫҚТАРДЫ БЕКІТУГЕ АРНАЛҒАН АНКЕРЛІК  
БҰРАНДАЛАР**

Б.1 Құрышты конструкциялар мен құрылғыларды бетонды және темірбетонды бөлшектерге (іргетастарға, күштік белдеулерге, қабырғаларға және т.б.) бекіту үшін, ауаның сыртқы есептік температурасы 65 °С кезінде, анкерлі бұрандаларды (бұдан әрі бұрандалар) пайдалануға болады.

ЕСКЕРТПЕ Қыс мезгіліндегі сыртқы ауаның температурасы, құрылыс орналасқан аумақтағы ең суық бес күн ішіндегі ауаның орташа температурасы ретінде ҚР ҚН EN 1991 сәйкес қолданылады.

Б.2 Бұрандалар бекітілетін бетон конструкциялары 50 °С астам қызатын болса, есептемелерде температураның конструкцияның, бұрандалардың, құйындылардың, желімдеуші құрамдардың және т.б. материалдарының төзімділік сипаттамаларына әсерін ескеру қажет.

Есептік технологиялық температуралар жобалау тапсырмасымен анықталады.

Б.3 Басқыншылықты ортада және жоғарғы ылғалды жағдайлардағы жұмыстарға арналған болиарды, ҚНЖЕ 2.03.11 көрсетілген қосымша талаптарды ескере отырып жобалау қажет.

Б.4 Тиісті негіздемелер болған жағдайларда құрылғыларды әргетастарға бекітудің өзге де тәсілдері қарастырылуы мүмкін (мысалы, тербелісті басқаштарды желімген және т.б. бекіту).

Б.5 Конструкциялық шешімдер бойынша бұрандалар иіндісі бар, анкерлі плиталар, тік және конус тәрізді (трегіш) болуы мүмкін (Б 1-ші кесте).



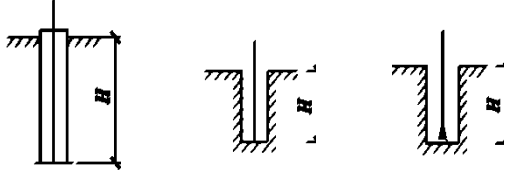
Бекітілу тәсілдеріне сәйкес бұрандалар бөлшектерді бетондағанға дейін орнатылатын және (иіндісі бар және анкерлі плиталы) және бұрғыланған саңылауларға (тік және конус тәрізді) орнатылатын, дайын бөлшекті болып бөлінеді.

Саңылауларды тік бұрандалар синтетикалық желіммен немесе дірілтірегіштермен, конус тәрізділері – босандатушы цангтің немесе цемент-құм қосындыларының көмегімен бекітіледі.

Пайдалану шарттары бойынша бұрандалар есептік және конструкциялы болып бөлінеді. Есептікке құрылыс конструкцияларын пайдаланған немесе құрылғылардың жұмысы барысында пайда болатын жүктемені қабылдайтын бұрандалар жатады. Құрылыстық бұрандаларға, аунап кету мен опырылуға немесе сырғуға қарсы қарсылығы, конструкцияның немесе құрылғының жеке салмағымен қамтамасыз етілетін, құрылыс конструкциялары мен құрылғыларын бекітуге арналған бұрандалар жатады. Конструкциялы бұрандалар құрылыс конструкциялары мен құрылғыларын монтаждау барысында тегістеуге және конструкциялар мен құрылғылардың қалыпты жұмыс істеуін қамтамасыз етуге, сонымен қатар олардың кездейсоқ сырғанауын болдырмау мақсатында қолданылады.

Иіндісі бар және анкерлі плиталы бұрандаларды конструкциялар мен құрылғыларды бекіткен кезде ешбір шектеусіз қолданылады.

**Б.1-кесте – Иіндісі, анкерлік тақтасы бар, тік және конус (ашық) бұранданың конструкциясы**

Бұранда конструкциясы	Иіндісі бар	Анкерлі плиталы		Тік	Конус тәрізді (тіреуші)
		саңлаусыз	шешілетін		
Бұранда диаметрі (кесігі бойынша) $d$ , мм	12 - 48	12 - 140	56 - 125	12 - 48	6 - 48
Эскизі					
Толтырудың минималдық тереңдігі $H$	$25d$	$15d$	$30d$	$10d$	$10d$ ( $8d$ )*
Бұрандалардың арасындағы ең аз қашықтық	$6d$	$8d$	$10d$	$5d$	$8d$
Бұранда осы мен іргетас қырына дейінгі ең аз қашықтық	$4d$	$6d$	$6d$	$5d$	$8d$
Жүктеме коэффициенті $\chi$	0,4	0,4	0,25	0,6	0,55
Тартудың тұрақтылық коэффициенті $k$	1,9 (1,3)**	1,9 (1,3)	1,5	2,5 (2)	2,3 (1,8)

\* Жақшада диаметрі 16 мм төмен бұрандалар үшін толтыру тереңдігі берілген.

\*\* Жақшада сатикалық жүктемелердің  $k$  коэффициентіне қатысты мазмұнын келтірілген.

Саңылауларға орнатылатын бұрандаларды, біршама динамикалық жүктемелер түспейтін, құрылыс конструкциялары мен құрылғыларын бекіту үшін пайдаланады.

Желден болатын жүктемелер маңызды болып табылатын, көпірлі крандармен жабдықталған, сондай-ақ биік ғимараттар мен құрылыстардың негізгі бағандарын бекіту үшін, отырғызылу тереңдігі  $20d$  төмен болмайтын, діріл отырғызғыш арқылы орнатылатын, аяғы конус тәрізді бұрандалардан басқа бұрандаларды пайдалануға рұқсат етілмейді.

Б.6 Анкерлі бұрандалар үшін құрыш маркасын МемСТ 24379.0\* сәйкес, ал олардың конструкциялары мен өлшемін - МемСТ 24379.1 сәйкес жасайды.

Б.7 Бұранда металының тартылу  $R_{ba}$  бойынша есептік қарсыластығын ҚР ҚН EN 1993 бойынша қабылдау қажет.

Б.8 Барлық бұрандалар бастапқы тартылу өлшеміне  $F$  қатысты тартылуы тиіс, ол статикалық жүктемелер үшін  $0,75P$ , динамикалық жүктемелер үшін  $1,1P$  тең болады, мұнда  $P$  - бұрандаға әсер ететін есептік жүктеме.

Құрылыс конструкциялары үшін бұрандаларды стандартты қол құралдарымен шекті күш арқылы тартады (түбіне дейін).

Б.9 Бұранданың тікшіл қиындысының (кескіш бойынша) алаңын оның беріктігінің шарттарына сәйкес анықтайды:

$$A_{sa} = \frac{k_0 P}{R_{ba}}, \quad (\text{Б.1})$$

мұнда  $k_0 = 1,35$  – динамикалық жүктемелер үшін,  $1,05$  – статикалық жүктемелер үшін.

Құбырға еркін бекітілетін, суырып алынатын анкерлі плиталы бұрандалар үшін динамикалық жүктемелер коэффициенті  $k_0 1,15$ -ке тең болады.

Б.10 (1) формуламен анықталған, динамикалық жүктемелердің бұранда қиындыларына әсерін, төзімділікке тексеруде мына формуланы қолданады:

$$A_{sa} = \frac{1,8 \chi \mu}{\alpha} \cdot \frac{P}{R_{ba}}, \quad (\text{Б.2})$$

мұнда  $\chi$  - бұрандалардың конструкцияларына байланысты, Б.1 кестесі бойынша қабылданған, жүктемелер коэффициенті:

$\mu$  - бұранда диаметріне байланысты Б.2 кестесі бойынша қабылданған коэффициент;

$\alpha$  - тиелу циклының санын есепке алатын және Б.3 кестесі бойынша қолданылатын коэффициент.

**Б.2-кесте – Бұранда диаметріне байланысты бойынша қабылданған коэффициент**

Коэффициент $\mu$	Бұранда диаметрі, мм
0,9	10 -12
1	16
1,1	20 - 24
1,3	30 - 36
1,6	42 - 48
1,8	56 - 72
2	80 - 90
2,2	100 - 125
2,5	140

**Б.3-кесте – Тиелу циклының санын есепке алатын және бойынша  
қолданылатын коэффициент**

Коэффициент $\alpha$	Тиелу циклдарының саны
3,15	$0,05 \cdot 10^6$
2,25	$0,2 \cdot 10^6$
1,57	$0,8 \cdot 10^6$
1,25	$2 \cdot 10^6$
1	$5 \cdot 10^6$ және одан артық

Б.11 Егер жобада арнайы нұсқау болмаса, құрылыс конструкцияларының бекітулерін есептеу барысында, бастапқы тарту күші мен бұрандалардың қиылу алаңын статикалық жүктемелер үшін анықтау қажет (Б.1-кестесін қараңыз).

Б.12 Құрылғыларды бекіту үшін бұрандаларды топтастырып орналастырған кезде, бір бұрандаға түсетін  $P$  жүктеменің мазмұнын жүктеме ең көп түсетін бұрандаға қатысты анықтау қажет:

$$P = -\frac{N}{n} + \frac{M y_1}{\sum y_i^2}, \quad (\text{Б.3})$$

мұнда  $N$  – есептік көлденең күш;

$M$  – есептік иілу мезеті;

$n$  – бұрандалардың жалпы саны;

$y_1$  – айналдыру осы мен жапсардың тартылған аумағындағы ең қашық тұрған бұрандаға дейінгі қашықтық;

$y_i$  – айналу осы мен  $i$ -бұрандаға дейінгі қашықтық, мұнда тартылған және қысылған бұрандалар есепке алынады

Айналу осын құрылғылардың тіреуші төбесінен немесе бағандардың башмағының ауырлық ортасынан өтуіне қатысты қолануға болады.

Б.13. Башмактары бөлінген, ойықты құрышты бағандар үшін, бір бұрандаға түсетін есептік тартылу жүктеменің мазмұнын мына формула бойынша анықтайды:

$$P = (M - Nb) / nh, \quad (\text{Б.4})$$

мұнда  $N$ ,  $M$  – іргетас төбесінің деңгейіндегі тесік бағандағы иілу мезеті мен көлденең күш;

$b$  – қолонна қиындысының ауртпалық ортасынан қысылған тармақ осыне дейінгі қашықтық;

$n$  – баған тармағындағы бекіту бұрандаларының саны;

$h$  – баған тармақшалары осьтерінің арасындағы қашықтық.

Б.14 Құрышты тұтас бағандардың башмағы үшін, тартылатын бір бұрандаға түсетін есептік жүктеменің мазмұнын мына формула бойынша анықтайды:

$$P = (R_b b_s x - N) / n, \quad (\text{Б.5})$$

мұнда  $R_b$  – бетонның есептік қарсылығы;

$b_s$  – башмақтың тіреуіш плитасының ені;

$x$  – ҚНЖЕ 52-01 анықталатын, башмақтың тіреуші плитасының астындағы бетонның қысылған аумағының биіктігі, ортасыныан тыс қысылған бөлшекметі сияқты болады.

$N$  – бағандағы есептік көлденең күш;

$n$  – баған башмағының бір жағында орналасқан, тартылған бұрандалардың саны.

Б.15 Құрылғының іргетас бетіне тірелуінің көлденең (қозғалтушы) күшін қабылдауға қатысты бұрандалардың бастапқы тартылу күші  $F_1$  мына формула бойынша анықталады:

$$F_1 = k \frac{Q - Nf}{nf}, \quad (\text{Б.6})$$

мұнда  $k$  - Б.1-кестесі бойынша қолданылатын, тарту тұрақтылығының коэффициенті;

$Q$  – тіреуші аумақта әсер етуші, есептік қозғалтқыш күш;

$N$  – қалыпты күш;

$f$  - 0,25 тең қабылданған, қажалу коэффициенті;

$n$  – бұрандалар саны.

Б.16 Тік және көлденең (қозғалтқыш) күштердің бірлескен әсері кезінде, тартылу шарттарының мазмұнын  $F_0$  мына формула бойынша анықтайды:

$$F_0 = F + F_1 / k. \quad (\text{Б.7})$$

Б.17 Бағандар тармақтарының астындағы жеке башмақтары бар ойықты құрышты бағандар үшін, иілгіш мезеттің бетінде әсер ететін қозғалтқыш күшті  $Q$ , мына шарттарға сәйкес болатын, қажалу күшімен қабылдауға рұқсат етіледі:

$$Q \leq f \frac{M + N(h - b)}{h}, \quad (\text{Б.8})$$

мұндағы мазмұнда (4) формулада көрсетілгенмен бірдей.

Қозғалтқыш күштердің, иілу мезетінің (байланыстырушы баған) бетіне перпендикулярлы әсер ететін кезінде, құрышты тұтас бағандар мен ойықты бағандар үшін қозғалтқыш күшті, көлденең күш пен бұрандалардың тартылу күшінің әсерінен болатын қажалу күшіне қатысты, мына шарттар орындалған кезде қабылдау қажет:

$$Q \leq f(n A_{sa} R_{ba} / 4 + N), \quad (\text{Б.9})$$

мұнда  $f$  – 0,25-ке тең қабылданатын қажалу коэффициенті;

$n$  – бағандардың тұтас қиындысындағы башмақтың бір жағында орналастырылған, бағанның қысылған тармағын бекіту үшін бұрандалар саны немесе қысылған бұрандалар саны;

$A_{sa}$  – бір бұранданың қиылу алаңы;

$N$  – қозғалтқыш күш анықталатын, тиісті жүктемелері бар, минималды көлденең күш.

Б.18 В12 класындағы бетондар  $H$  мен маркасы ВСт3кп2 болатын құрыштарға бұрандаларды отырғызу тереңдігін Б.1-кестесі бойынша қабылдау қажет.

Бұрандалар құрышының маркасы басқа болғанда және қысылу төзімділігі бойынша әртүрлі бетон кезінде, толтырудың минималды тереңдігін  $H_0$  мына формула бойынша анықтайды:

$$H_0 = H m_1 m_2, \quad (\text{Б.10})$$

мұнда  $m_1$  – В12,5 класты бетонның қысылуға есептік қарсылығы мен қабылданған бетонның есептік қарсылығына қатынасы. Дайын іргетастардың саңылауына орнатылатын диаметрі 24 мм және одан асатын бұрандалар үшін,  $m_1$  коэффициентін 1-ге тең деп қабылдау қажет;

$m_2$  – қабылданған құрыш маркасындағы бұрандалар металының тартылуының есептік қарсыластығының ВСт3кп2 маркалы құрыштың есептік қарсыластығына қатынасы.

Б.19 Иіндісі бар конструкциялы бұрандалар үшін бетонға отырғызылу тереңдігін тең  $15d$  деп, анкерлі плитасы бар бұрандалар үшін  $10d$ , ал саңылауларға орналастырылатын бұрандалар үшін  $5d$  деп қабылданады.

Б.20 Ең шеткі бұрандалардың осы мен іргетастың қырының арасындағы рұқсат етілетін минималды қашықтық Б.1-кестесінде қарастырылған.

Бұрандаларды отырғызу тереңдігін тиісті түрде  $5d$  дейін ұлғайтқан жағдайда, бұрандалардың арасындағы қашықтық, сонымен қатар бұрандалар осы мен іргетастың қырының арасындағы қашықтықты  $2d$ -ға дейін кемітуге болады.

Іргетастың бұрандалар орналастырылатын жеріндегі тікшіл қырын арнайы арматуралаған жағдайларда, бұрандалардың осы мен іргетас қырының арасындағы қашықтықты тағы бір диаметрге қысқартуға болады.

Барлық жағдайларда, бұрандалардың осы мен іргетас қырының арасындағы қашықтық диаметрі 30 мм болатын бұрандалар үшін 100 мм, диаметрі 48 мм және одан жоғарылары үшін – 150 мм, диаметрі 48 мм асатын бұрандалар үшін – 200 мм болып белгіленеді.

ЕСКЕРТПЕ Біріктірілген бұрандаларды орналастырған жағдайда (мысалы, ғимараттар мен құрылыстардың негізгі бағандарын бекіту үшін), тесіктерінің арасы жоба бойынша бұрандалардың осының арасындағы қашықтыққа қатысты қарастыру қажет немесе жалғыз бұрандаларды тереңдігі бойынша әр жерден бекіту қажет.

**В ҚОСЫМШАСЫ**

(ақпараттық)

**НЕГІЗГІ ӘРІПТІК БЕЛГІЛЕР****Геометриялық сипаттамалар** $A$  – қиылу алаңы; іргетас табанының алаңы; $A_{sa}$  – бұрандаларды көлденең қиындысының алаңы (кескіш бойынша); $b$  – қиындының ені; $d$  – дөңгелек силостардың ішкі диаметрі немесе төртбұрышты силостардың жақтары; $t$  – қабырға қалыңдығы; $t_{red}$  – келтірілген қабырға қалыңдығы; $y$  – топырақ бетінен қарастырылып отырған қиындығы дейінгі аралық; $H$  – бұрандаларды бетонға отырғызудың қалыпты тереңдігі; $h_w$  – құрылыстың төменгі жағынан жерастылық суларының есептік деңгейіне дейінгі аралық; $e$  – күштің қиындының ауыртпалығының ортасына қатысты түсуінің эксцентриситеті; $u$  – көлденең қиындының периметрі; $\rho$  – гидравликалық радиус.**Жүктемелер, қысымдар, қарсыластықтар** $M$  – иілу мезеті; $N$  – қалыпты күш; $N_u$  – негіздің шекті қарсыластығының тікшіл құраушысы; $Q$  – көлденең күш; $P$  – тікшіл күш; $q$  – жоғары бетке түсетін біркелкі бөлінген жүктеме; $p_v$  – топырақтың тікшіл қысымының қарқындылығы; $p_h$  – топырақтың көлденең қысымының қарқындылығы; $p_{h\gamma}$  – топырақтың өзіндік салмағынан түсетін көлденең қысымның қарқындылығы; $p_{hq}$  – жоғарғы бетке уақытша жүктемелерден түсетін көлденең қысымның қарқындылығы; $p_{hc}$  – тірелу күшінен болатын кері қысымның қарқындылығы; $p_{hw}$  – жерастылық суларынан болатын қосымша көлденең қысымдардың қарқындылығы; $p_{ad}$  – батырылатын құдыңтың қабырғаларына түсетін қосымша көлденең қысымның қарқындылығы; $v$  – автокөлік құралдарынан түсетін біркелкі бөлінге жүктеме; $F_v$  – тікшіл бетке түсетін күштер проекциясының жиынтығы; $F_{sa}$  – қозғалтқыш күш; $F_{sr}$  – тіреуші күш; $F$  – бұранданың бастыпқы тартылуының мазмұны;

$E$  – негіз топырағының деформациясының модулі;  
 $E_b$  – бетон шымырлығының модулі;  
 $E_a$  – топырақтың қабырғаға белсенді қысымы;  
 $E_{hr}$  – топырақтың әлсіз қарсыластығы;  
 $I_h$  – қабырғаның 1м-дегі қиындысының инерциялық мезеті;  
 $R$  – топыраққа түсетіе шекті есептік қысым; тіреуіштедің реакциясы;  
 $R_b$  – бетонның осьтік тартылуға есептік қарсыластығы;  
 $R_{ba}$  – бұранда металының тартылуға қатысты есептік қарсыластығы;  
 $\alpha_t$  – материалдың сызықтық температуралық деформациялануының коэффициенті;  
 $\alpha_v$  – түбінің жұмсақтығының көрсеткіші;  
 $\nu$  – Пуассон коэффициенті.

### **Тұрақтылық коэффициенттері**

$\gamma_c$  – бетонның шартты жұмысының коэффициенті;  
 $\gamma_n$  – құрылыстардың тағайындалуы бойынша тұрақтылық коэффициенті;  
 $\gamma_f$  – жүктемелер бойынша тұрақтылық коэффициенті.

### **Топырақтаң сипаттамалары**

$\gamma$  – топырақтың үлестік салмағы;  
 $\gamma_s$  – топырақ қаңқасының үлестік салмағы;  
 $\gamma_w$  – судың үлестік салмағы;  
 $\gamma_{sb}$  – судың өлшеуіш әсерін ескерген кездегі, топырақтың үлестік салмағы;  
 $\varphi$  – топырақтың ішкі қажалу бұрышы;  
 $c$  – топырақ тірелуінің үлестік салмағы;  
 $\theta_0$  – топырақтың тікшілдікке қатысты, тегіс бойымен сырғу бұрышының қиғаштығы;  
 $e$  – топырақтың борпылдағының коэффициенті;  
 $f$  – қажалы коэффициенті;  
 $\beta$  – көкжиек бойынша беткі қабаттағы сырғанау бұрышының қиғаштығы;  
 $\lambda_h$  – топырақтың көлденең белсенді қысымының коэффициенті;  
 $\lambda_{hr}$  – топырақтың көлденең әлсіз қысымының коэффициенті;  
 $\lambda_0$  – қалыпты жағдайдағы топырақтың бүйірлік қысымының коэффициенті.



---

ӘӨЖ 658.562МСЖ 91.010.10

---

**Негізгі сөздер:** өндірістік кәсіпорындардың құрылысы, қойма жайлары, құрылыс материалдары, құрылыс конструкциялары, жайлар, өтқа төзімділік деңгейі, ғимараттың конструктивті өрт қауіпсіздігінің сыныбы, тіреуіш қабырғалар, жертөлелер, туннельдер мен арналар, батырылатын құдықтар, резервуарлар, газгольдерлер, қамбалар, бункерлер, силостар, көмір мұнаралары, эстакадалар, галереялар, градирналар, мұнаралы копралар, құбыр, өрт жарылу және өрт қауіпсіздігінің санаты, қоршаған ортаны қорғау, қауіпсіздік, тотығу, іргетас, тіреуіш қабырғалардың биіктігі, топырақ қысымы, тұрақтылық ж.т.б.

---

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ .....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
5 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ .....	7
6 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕМКОСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ЖИДКОСТЕЙ И ГАЗОВ .....	25
7 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕМКОСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ .....	27
8 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ НАДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ .....	43
9 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	55
10 ПРАВИЛА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТРУДА ИНВАЛИДОВ И МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ .....	74
ПРИЛОЖЕНИЕ А ( <i>информационное</i> ) Определение давления грунта .....	75
ПРИЛОЖЕНИЕ Б ( <i>информационное</i> ) Анкерные болты для крепления конструкций и оборудования.....	84
ПРИЛОЖЕНИЕ В ( <i>информационное</i> ) Основные буквенные обозначения .....	90

## **ВВЕДЕНИЕ**

Настоящий свод правил является документом рекомендательного характера, действующим на территории Республики Казахстан в развитие системы технического нормирования и увязки приемлемых строительных решений свода правил с функциональным уровнем конкретных целей качественного характера по безопасности зданий и сооружений, повышению прочности, долговечности, защиты здоровья человека, охраны окружающей среды, в развитие требований строительных норм Республики Казахстан.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ  
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

---

СООРУЖЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ  
BUILDING OF INDUSTRIAL ENTERPRISES

---

Дата введения – 2015–07–01

**1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

1.1 Настоящий свод правил разработан в развитие соответствующих строительных норм на проектирование объектов технического регулирования – сооружения промышленных предприятий, размещаемых на промышленных территориях.

1.2 В настоящем своде правил приводятся рекомендуемые положения и приемлемые строительные решения в качестве официально признанных и оправдавших себя на практике, которые позволяют обеспечить соблюдение обязательных требований государственных нормативов и будут способствовать удовлетворению потребностей общества.

Объемно-планировочные и конструктивные решения сооружений и их частей не являются единственным способом выполнения требований строительных норм СН РК 3.02-28.

1.3 Настоящий свод правил распространяется на проектирование новых и реконструируемых сооружений промышленных предприятий. Сооружения отнесены к следующим группам:

- Подземные сооружения. Подпорные стены. Подвалы. Тоннели и каналы. Опускные колодцы.
- Емкостные сооружения для жидкостей и газов. Резервуары для нефти и нефтепродуктов. Газгольдеры.
- Емкостные сооружения для сыпучих материалов. Закрома. Бункера. Силосы и силосные корпуса для хранения сыпучих материалов. Угольные башни коксохимзаводов.
- Надземные сооружения. Этажерки и площадки. Открытые крановые эстакады. Отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы. Галереи и эстакады. Разгрузочные железнодорожные эстакады.
- Высотные сооружения. Градирни. Башенные копры предприятий по добыче полезных ископаемых. Дымовые трубы. Вытяжные башни. Водонапорные башни.

**2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ**

Для применения настоящего свода правил необходимы следующие нормативные документы:

Постановление Правительства РК от 6 октября 2010 года №795. Санитарные правила «Санитарно-эпидемиологические требования по установлению санитарно-защитной зоны производственных объектов».

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы проектирования несущих

## СП РК 3.02-128-2012

конструкций» с Национальным приложением.

СН РК EN 1991:2011 «Воздействия на несущие конструкции» с Национальными приложениями.

СН РК EN 1992:2011 «Проектирование железобетонных конструкций» с Национальными приложениями

СН РК EN 1993:2011 «Проектирование стальных конструкций», с Национальными приложениями

СН РК EN 1994:2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций», с Национальными приложениями

СН РК EN 1996:2011 «Проектирование каменных конструкций», с Национальными приложениями

СН РК EN 1997:2011 «Геотехническое проектирование», с Национальными приложениями

СН РК 2.02-03-2012 Склады нефти и нефтепродуктов. Противопожарные нормы.

СН РК 2.04-01-2011 Естественное и искусственное освещение.

СН РК 2.04-21-2004 Энергопотребление и тепловая защита гражданских зданий.

СН РК 3.01-03-2011 Генеральные планы промышленных предприятий.

СН РК 3.02-28-2011 Сооружения промышленных предприятий.

СН РК 3.03-12-2013 Мосты и трубы.

СН РК 3.03-14-2014 Железные дороги.

СН РК 4.01-03-2013 Наружные сети и сооружения водоснабжения и канализации.

НТП РК 07-01.7-2012 Проектирование грунтовых анкеров.

ГОСТ 9238-83 Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм.

ГОСТ 25772-83 Ограждения лестниц, балконов и крыш стальные. Общие технические условия.

ГОСТ 12.2.022-80 Конвейеры. Общие требования безопасности.

ГОСТ 8486-86 Пиломатериалы хвойных пород.

DIN 18122-2-2000. «Грунты строительные: исследование пробы грунта. Предел состояния (предел консистенции). Часть 2: Определение пределов усадки».

DIN 18195-1-10. Изоляция строительных сооружений.

DIN 4022-1 Грунты строительные и грунтовые воды. Наименование и описание почв и скальных пород, составление указателя пластов для бурения без сплошной выемки проб кернов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При пользовании настоящими сводами правил целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и нормативных документов по ежегодно издаваемым информационным указателям «Указатель нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан», «Указатель межгосударственных нормативных документов по стандартизации», «Перечень нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан» по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящими нормами следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

### 3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины по СН РК 3.02-28, Закону «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Казахстан», а также следующие термины с соответствующими определениями:

**3.1 Антресоль:** Площадка внутри здания, на которой размещены помещения различного назначения (производственные, административно-бытовые или для инженерного оборудования).

**3.2 Этаж надземный:** Этаж при отметке пола помещений не ниже планировочной отметки земли.

**3.3 Рампа:** Сооружение, предназначенное для производства погрузочно-разгрузочных работ. Рампа одной стороной примыкает к стене склада, а другой располагается вдоль железнодорожного пути (железнодорожная рампа) или автоподъезда (автомобильная рампа). Рампа может располагаться внутри склада. Высота ramпы над уровнем пола определяется видом транспорта.

**3.4 Терминал:** Сооружение складского назначения, предусматривающее оптимальное размещение груза на складе и автоматизированное управление взаимосвязями с внешней средой, включающее входящие, исходящие и внутренние потоки.

**3.5 Докшелтер:** Система герметизации проема между стеной складского помещения и кузовом транспортного средства.

**3.6 Сооружение:** Наземная, надземная или подземная система строительных конструкций служащая, прежде всего, массой для сугубо технических процессов.

**3.7 Опускной колодец:** Полая цилиндрическая оболочка (чаще круговая в плане), погружаемая в грунт. Опускные колодцы применяются главным образом для устройства глубоких опор, передающих давление на нижние, более прочные слои грунта, и строительства заглубленных в грунт помещений. Материалом для опускных колодцев служит преимущественно железобетон (сборный и монолитный). Стены опускных колодцев делают вертикальными гладкими или уступчатыми со скосом снизу изнутри, облегчающим погружение его в грунт.

**3.8 Подвал (подвальный этаж):** Этаж при отметке пола помещений ниже планировочной отметки земли более чем наполовину высоты помещений.

**3.9 Закрома:** Отсек, отгороженное место в зернохранилище, амбаре или на складе в виде ларя, служащее для хранения зерна, муки и др. сыпучих (мела, извести, минеральных удобрений и т.д.) и штучных материалов.

**3.10 Бункер:** Саморазгружающееся емкостное сооружение с высотой вертикальной части, не превышающей полуторного минимального размера в плане, которое предназначено для кратковременного хранения и перегрузки сыпучих материалов. Бункера компенсируют неравномерность подачи или забора топлива, сырья, полуфабрикатов или готового продукта.

**3.11 Конвейерная галерея:** Надземное горизонтальное или наклонное сооружение мостового типа, преимущественно большой протяженности, расположенное, как правило, между зданиями.

**3.12 Галереи:** Состоят из пролетных строений и опор. Внутри пролетных строений

размещаются ленточные конвейеры для транспортировки сыпучих материалов. При необходимости в пролетных строениях могут быть размещены также технологические коммуникации различного назначения.

3.13 Градирня: Устройство, предназначенное для охлаждения воды в системах оборотного водоснабжения, в которых вода является средством отведения больших количеств тепла от энергетических и промышленных агрегатов. Принцип охлаждения заключается в том, что проходящая сквозь градирню вода разделяется на тонкие пленки или капли, благодаря чему увеличивается поверхность охлаждения, и продувается потоком воздуха.

#### **4 ПРИЕМЛЕМЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ БЕЗОПАСНОСТИ СООРУЖЕНИЙ. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

4.1 При проектировании следует:

- принимать конструктивные схемы, обеспечивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость сооружения в целом, а также отдельных элементов на всех стадиях возведения (изготовления, монтажа) и эксплуатации;

- принимать оптимальные конструктивные решения по приведенным затратам с учетом полной стоимости строительства и стоимости эксплуатации, приведенной к году окончания строительства:

- применять типовые конструкции и изделия, в том числе типовые сборные железобетонные конструкции, разработанные для зданий и других сооружений;

- выбирать материалы конструкций в соответствии с требованиями технического регламента и правилами безопасности;

- соблюдать при выборе строительных изделий и материалов для сооружений, размещаемых на одной площадке, требования общеплощадочной унификации;

- увязывать с архитектурой окружающей застройки материал ограждающих конструкций сооружений, их отделку и окраску;

- соблюдать требования по охране окружающей среды, принимая меры для уменьшения загрязнения атмосферы выбросами из дымовых труб и вытяжных башен, продуктами испарения нефти и нефтепродуктов, а также от проникания в грунт утечек жидкости из резервуаров и трубопроводов.

4.2 Сооружения следует располагать, как правило, параллельно разбивочным осям соседних зданий, сооружений и проездов, при этом разбивочные оси сооружений надлежит увязывать с унифицированной сеткой колонн зданий.

4.3 При проектировании бетонных и железобетонных сооружений, предназначенных для работы в условиях систематического воздействия технологических температур выше 50 °С, необходимо соблюдать требования по учету температурных воздействий в соответствии с требованиями Технического регламента «Требования по оборудованию зданий, помещений и сооружений системами автоматического пожаротушения и автоматической пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуации людей при пожаре».

4.4 Рекомендуемые размеры пешеходных тоннелей, галерей и эстакад:

- высота тоннелей и галерей от уровня пола до низа выступающих конструкций перекрытий или покрытий – не менее 2,0м (в наклонных тоннелях и галереях высоту следует измерять по нормали к полу);

- ширина тоннелей, галерей и эстакад – по расчету из условия пропускной способности в одном направлении 2000 чел/ч на 1 м ширины, но не менее 1,5м.

4.5 При проектировании открытых крановых и разгрузочных железнодорожных эстакад рекомендуется предусматривать помещения для защиты работающих от неблагоприятных метеорологических воздействий. Допускается использовать для этих целей помещения соседних зданий или зданий, к которым примыкают эстакады, если расстояние от наиболее удаленных рабочих мест до этих помещений не превышает 300 м. Помещения должны отвечать требованиям действующих противопожарных норм.

4.6 Настил обслуживающих площадок разгрузочных железнодорожных эстакад, открытых крановых эстакад, вытяжных башен и других сооружений следует проектировать с таким расчетом, чтобы исключалось скольжение при ходьбе (при стальных настилах следует предусматривать решетку) и обеспечивался сток дождевой и талой воды (при деревянном настиле должны быть предусмотрены зазоры между досками, равные 20 мм).

4.7 Проектная марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости устанавливается в зависимости от температурного режима, возникающего при эксплуатации сооружения, и значения расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства и принимается в соответствии с таблицей 1.

**Таблица 1- Проектная марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости устанавливается в зависимости от температурного режима**

Условия эксплуатации конструкций при переменном замораживании и оттаивании	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Марка бетона, не ниже					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		Класс сооружения					
		I	II	III	I	II	III
1	2	3	4	5	6	7	8
В водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезоннооттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже -40	F300	F200	F150	W 6	W 4	W 2
	Ниже -20 до -40	F200	F150	F100	W 4	W 2	Не нормируется
	Ниже -5 до -20 включительно	F150	F100	F 75	W 2	Не нормируется	
	5 и выше	F100	F75	F50	Не нормируется		
В условиях эпизодического водонасыщения	Ниже -40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется



Таблица 1 (продолжение)

(например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже -20 до -40 включительно	F100	F 75	F 50	W2	Не нормируется	
	Ниже -5 до -20 включительно	F75	F50	F35*	Не нормируется		
	-5 и выше	F50	F35*	F25*	То же		
В условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, но защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже -40	F150	F100	F 75	W 4	W 2	Не нормируется
	Ниже -20 до -40 включительно	F 75	F 50	F 35*	Не нормируется		
	Ниже -5 до -20 включительно	F 50	F 35*	F 25*	То же		
	-5 и выше	F 35*	F 25*	F 15**	То же		
* Для тяжелого и мелкозернистого бетона марки по морозостойкости не нормируются;							
** Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируются.							

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетная температура наружного воздуха в холодный период года наиболее холодной пятидневки в районе строительства, принимается в соответствии с СН РК 2.04-21.

4.8 Низ опорной плиты стальных опор открытых сооружений рекомендуется размещать выше планировочной отметки земли, как правило, не менее чем на 150 мм.

4.9 Строительные конструкции и технологическое оборудование следует крепить к бетонным и железобетонным конструкциям (фундаментам, силовым полам, стенам и т. п.), эксплуатируемым при расчетной температуре наружного воздуха до минус 65 °С включительно и при нагреве бетона фундаментов до 50 °С, анкерными болтами согласно обязательному приложению Б.

При соответствующем обосновании допускается применять другие способы закрепления оборудования на фундаментах (например, на виброгасителях, на клею и др.).

4.10 Дымовые трубы, вытяжные башни, градирни и другие высотные сооружения следует, как правило, располагать со стороны наиболее протяженных глухих стен зданий. От стен зданий, имеющих световые проемы, эти сооружения должны размещаться на расстоянии не меньшем, чем их диаметр в плане или протяженность стороны, обращенной к зданию, с соблюдением противопожарных и санитарно-гигиенических требований.

## 5 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 5.1 Подпорные стены

5.1.1 Подпорные стены служат для удержания в требуемом положении грунта или других сыпучих тел, если невозможно устраивать естественные откосы.

Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании отдельно стоящих подпорных стен, возводимых на естественном основании на территориях промышленных предприятий, городов и поселков, а также на подъездных и внутриплощадочных железных и автомобильных дорогах.

ПРИМЕЧАНИЕ. Настоящие правила не распространяются на подпорные стены гидротехнических сооружений и магистральных дорог.

5.1.2 Подпорные стены рекомендуется проектировать железобетонными тонкостенными уголкового профиля, в том числе с контрфорсами.

Стенки с анкерными тягами должны быть проверены на надежность анкеровки в грунте и достаточность этой анкеровки для восприятия усилия в анкерной тяге. Наличие этих тяг препятствует прокладке коммуникаций, отрыву траншей вдоль фронта стенки и т.д.

Предварительные размеры подпорных стен уголкового профиля: полная ширина фундаментной плиты  $B = 0,7 - 1H$ , где  $H$  – полная высота стенки; вынос фундаментной плиты за наружную грань лицевой плиты  $b = 0,2 \div 0,3 B$ , толщина лицевой плиты в месте заделки  $\delta = 0,06 \div 0,08H$ .

Заглубление фундамента стенки ниже поверхности грунта с низовой стороны принимается в зависимости от высоты подпора, нагрузки и характеристики грунта не менее 0,6 м в нескальных и не менее 0,3 м в скальных грунтах, а также в соответствии с требованиями DIN 4022-1, DIN 18122-2.

5.1.3 В продольном направлении подошву подпорной стены следует принимать горизонтальной или с уклоном не более 0,02. При большем уклоне подошва выполняется ступенчатой. В поперечном направлении подошва подпорной стены должна быть горизонтальной или с уклоном в сторону засыпки не более чем 0,125.

5.1.4 Расстояние между температурно-усадочными швами следует принимать не более 10 м в монолитных бутобетонных и бетонных подпорных стенах без конструктивного армирования, 20 м - в монолитных бетонных конструкциях при наличии конструктивного армирования, 25 - в монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкциях и 30 - в сборных железобетонных конструкциях.

Расстояние между температурно-усадочными швами допускается увеличивать при проверке конструкций расчетом.

5.1.5 Высота подпорных стен для грузовых рампов автомобильного транспорта со стороны подъезда автомобилей должна быть равной 1,2 м от уровня поверхности проезжей части дорог или погрузочно-разгрузочной площадки.

Высота подпорных стен для грузовых и пассажирских рампов железнодорожного транспорта от уровня головки рельсов должна быть равной 1,1 м для колеи 1520 мм и 0,75 м - для колеи 750 мм.

5.1.6 В местах, где возможно движение пешеходов, подпорные стены должны иметь ограждение высотой 1 м. При расположении автодорог вдоль подпорной стены у неё следует предусматривать тротуар шириной не менее 0,75 м с бортовым камнем высотой не менее 0,4 м.

5.1.7 При обратной засыпке пазух подпорных стен допускается использовать местные связные грунты - супеси и суглинки. Не допускается применять для обратных засыпок тяжелые и пластичные глины, а также грунты, содержащие органические и растворимые включения более 5 % по весу. Грунты засыпок должны быть уплотнены.

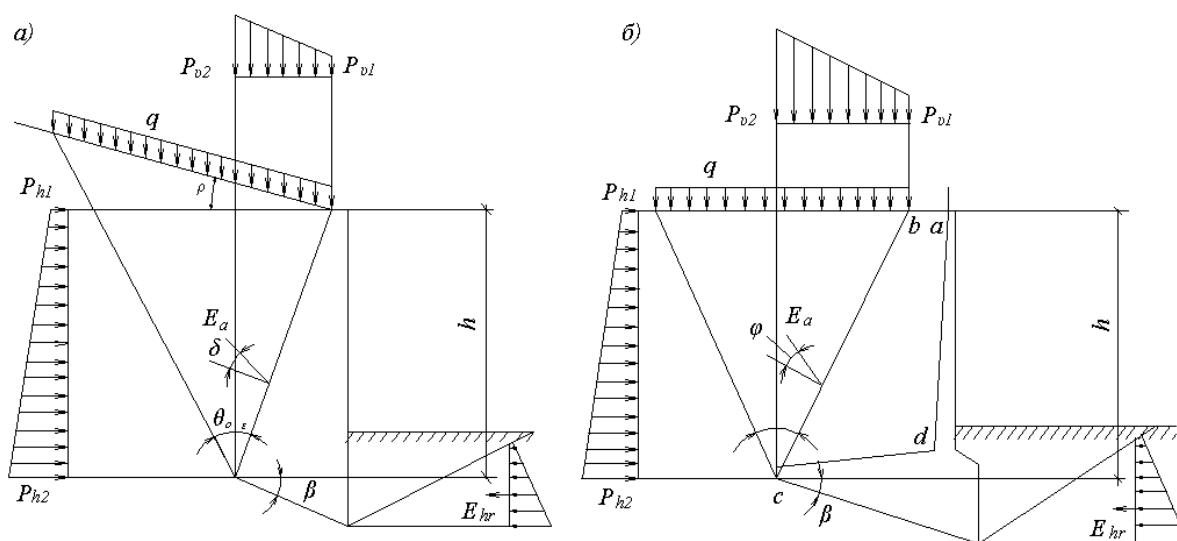
5.1.8 Защиту гидроизоляцией поверхности подпорных стен, обращенной в сторону засыпки, рекомендуется выполнять окрасочным методом битумными растворами или мастиками в соответствии с DIN 18195-1-10. При расположении подпорных стен вне здания следует проектировать устройство со стороны подпора грунта пристенного дренажа из камня, щебня или гравия с продольным уклоном 0,04. В подпорной стене через 3-6 м должны быть предусмотрены отверстия для выпуска воды из дренажа.

5.1.9 На косогорных участках для отвода атмосферных вод должен быть устроен водоотводный кювет.

5.1.10 Давление грунта для подпорных стен следует определять согласно обязательному приложению А. Активное давление грунта для угловых подпорных стен следует определять исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной (а при короткой задней консоли - несимметричной) призмы обрушения. В этом случае давление грунта принимается действующим на наклонную плоскость, проведенную под углом  $\theta_0$  к вертикали. Вес грунта в контуре  $abcd$  прибавляется к весу стены (рисунок 1). Расчет угловых подпорных стен производится так же, как и массивных, принимая  $\varepsilon = \theta_0$  и  $\delta = \varphi$ .

При короткой задней консоли, когда плоскость призмы обрушения пересекает заднюю грань стены, давление грунта допускается принимать на условную наклонную плоскость, проведенную через точки  $a$  и  $c$ , если расстояние от верха стены до пересечения с плоскостью обрушения не превышает  $0,25h$ , где  $h$  - высота стены (от поверхности грунта до подошвы).

Когда плоскость обрушения пересекает стену ниже  $0,25h$ , давление грунта следует определять отдельно для вертикального участка и наклонной грани призмы обрушения.



**Рисунок 1-Расчетные схемы подпорных стен**  
 а - массивных; б - углового профиля

5.1.11 Наибольшее значение активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки  $q$  следует определять при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, если нагрузка не имеет фиксированного положения.

5.1.12 При расчете подпорных стен по предельным состояниям первой группы (по несущей способности) следует выполнять расчеты:

- устойчивости положения стены против сдвига, опрокидывания и поворота;
- устойчивости грунта основания под подошвой подпорных стен (для нескальных грунтов);
- прочности скального основания;
- прочности элементов конструкции и узлов соединений (для сборных подпорных стен, для анкерных и распорных элементов).

При расчете по предельным состояниям второй группы (по пригодности к эксплуатации) необходимо производить проверки:

- основания на допустимые деформации;
- железобетонных элементов на допустимые величины раскрытия трещин.

При необходимости проводится проверка фильтрационной устойчивости основания.

5.1.13 Расчет устойчивости положения стены против сдвига следует производить по подошве стены (плоский сдвиг) и по ломаным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) из условия

$$F_{sa} \leq (\gamma_c / \gamma_n) F_{sr}, \quad (1)$$

где  $F_{sa}$  - сдвигающая сила, равная сумме проекций всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость:

$$F_{sa} = \frac{h}{2} (p_{h1} + p_{h2}); \quad (2)$$

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый: для песков, кроме пылеватых,  $\gamma_c = 1$ ; для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,9$ ; для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,85$ ;

для скальных грунтов:

- невыветрелых и слабыветрелых  $\gamma_c = 1$ ;
- выветрелых  $\gamma_c = 0,9$ ;
- сильновыветрелых  $\gamma_c = 0,8$ ;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов, устанавливаемых в соответствии с «Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций»;

$F_{sr}$  - удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + A c_I + E_{hr}, \quad (3)$$

здесь  $F_v$  - сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость;

$\varphi_I$  и  $c_I$  - соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта основания, определяемые по приложению А;

$\beta$  - угол наклона поверхности скольжения к горизонту;

$A$  - площадь подошвы стены;

$E_{hr}$  - пассивное сопротивление грунта.

Пассивный отпор грунта следует учитывать до глубины пересечения вертикальной плоскости, проведенной через переднюю грань подошвы, с предполагаемой плоскостью скольжения. Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига должен выполняться для трех значений угла  $\beta$ :  $\beta = 0$  - плоский сдвиг,  $\beta = 0,5\varphi_1$  и  $\beta = \varphi_1$  - глубинный сдвиг.

При сдвиге по подошве стены ( $\beta = 0$ ) расчетные характеристики грунта  $\varphi_1$  и  $c_1$  в формуле (3) принимаются не более  $30^\circ$  для  $\varphi_1$  и не более 5 кПа ( $0,5 \text{ тс/м}^2$ ) для  $c_1$ , а коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{hr} = 1$ .

5.1.14 Устойчивость подпорной стены против сдвига по скальному грунту следует проверять из условия (1), где  $F_{sr}$  определяется по формуле

$$F_{sr} = F_v f + E_{hr}, \quad (4)$$

здесь  $F_v$ ,  $E_{hr}$  - обозначение то же, что в формуле (3);

$f$  - коэффициент трения подошвы по скальному грунту, принимаемый по результатам испытаний, но не более 0,65.

5.1.15 Расчет устойчивости грунта основания под подошвой стены следует производить из условия

$$F_v \leq (\gamma_c / \gamma_n) N_u, \quad (5)$$

где  $\gamma_c$ ,  $\gamma_n$  - обозначения те же, что в формуле (1);

$N_u$  - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, определяемая согласно DIN 18122-2.

5.1.16 При определении расчетных усилий (изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил) в элементах подпорной стены уголкового профиля интенсивность горизонтального давления грунта  $p_h$  с учетом временной нагрузки, расположенной на поверхности в пределах призмы обрушения, должна приниматься действующей непосредственно на заднюю поверхность стены, а интенсивность вертикального давления  $p_v$  от веса грунта и временной нагрузки, расположенной непосредственно над подошвой фундамента подпорной стены, действующей только на нее.

5.1.17 Расчет основания по деформациям следует производить на нормативное давление грунта в соответствии с DIN 18122-2. Эпюру напряжений следует принимать, как правило, трапецевидной. Допускается треугольная эпюра напряжений при условии, что площадь сжатой зоны должна быть не менее 75 % общей площади подошвы фундамента подпорной стены.

## 5.2 Подвалы

5.2.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании подвалов производственного назначения как отдельно стоящих, так и встроенных.

Подвалы, как правило, должны быть одноэтажными.

5.2.2 Допускается устройство подвалов с техническим этажом для кабельных разводов. В обоснованных случаях могут быть подвалы с большим числом кабельных этажей.

5.2.3 Рекомендуемыми параметрами подвалов являются:

- пролет в однопролетных подвалах – 6 или 7,5 м;
- сетки колонн в многопролетных подвалах – 6х6 м и 6х9 м;
- высота от пола до низа ребер плит перекрытия – не менее 3 м (кратная 0,6 м);
- высота технического этажа для кабельных разводок – не менее 2,4 м;
- высота проходов в подвалах (в чистоте) – не менее 2 м.

5.2.4 Температурно-усадочные швы в подвалах следует предусматривать на расстоянии не более 60 м для монолитных и 120 м для сборных и сборно-монолитных конструкций подвалов (без расчета на температурно-усадочные деформации). При назначении предельных расстояний между температурно-усадочными швами необходимо устраивать временный шов по середине температурного блока.

5.2.5 Конструкции подвалов должны быть рассчитаны на воздействие постоянных и временных длительных нагрузок: от собственного веса железобетонных конструкций с учетом заливки швов, собственного веса пола на перекрытии, давления грунта на стены, равномерно распределенной полезной нагрузки от веса оборудования и веса складированных материалов, людей, деталей и т.п.

Наружные стены подвалов рассчитываются по предельным состояниям первой и второй групп на те же условия, что и подпорные стены. Для стен подвалов расчет на устойчивость конструкций против глубинного сдвига при  $\beta = 0,5\varphi_1$  и  $\beta = \varphi_1$  по 5.1.13 производить не следует.

5.2.6 Горизонтальное активное давление грунта от собственного веса и временной нагрузки необходимо определять по обязательному приложению А.

5.2.7 При одностороннем загрузении подвала временной нагрузкой расчет должен выполняться с учетом упругого отпора грунта с противоположной стороны подвала, который должен определяться в зависимости от модуля деформации грунта засыпки  $E'$ , значение которого допускается определять по формуле

$$E' = (0,5 + 0,3h_1)\beta_1 E, \quad (6)$$

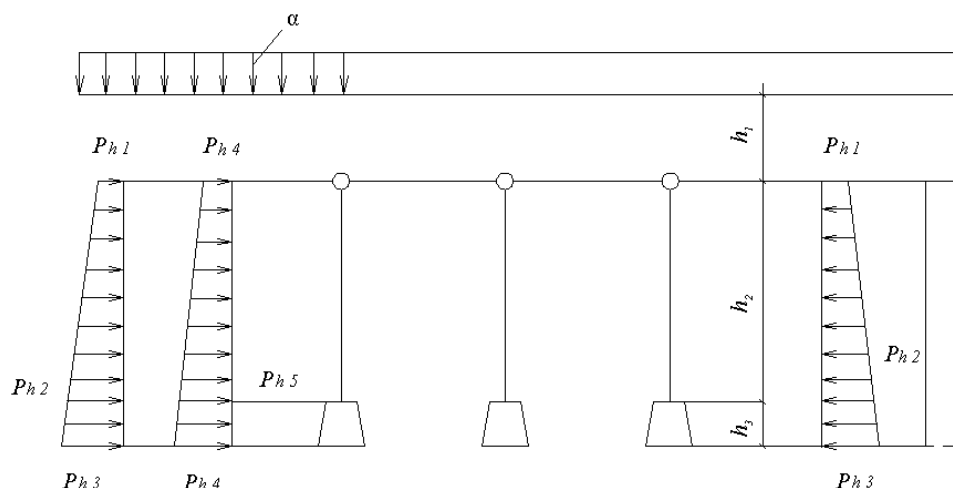
где  $h_1$  - расстояние от уровня пола до низа перекрытия; значение в скобках принимается не более единицы;

$\beta_1 = 0,7$  при засыпке грунтом основания;

$\beta_1 = 0,9$  то же, малосжимаемым грунтом;

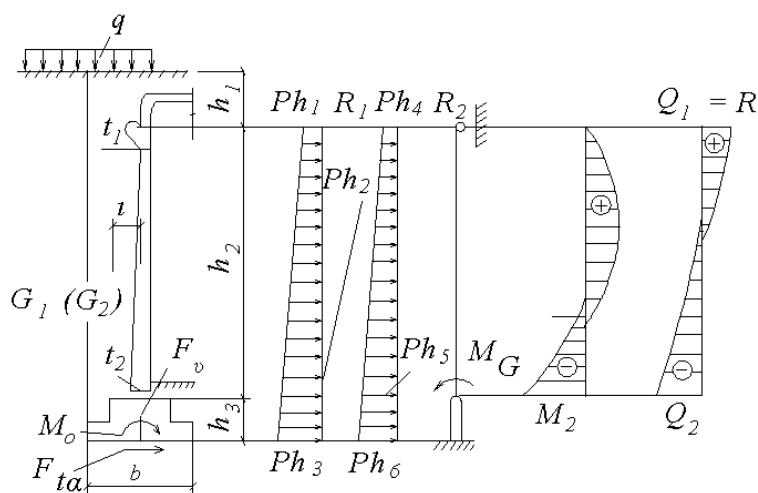
$E$  - модуль деформации грунта основания.

5.2.8 За расчетную схему конструкции подвала принимается поперечная рама, состоящая из стен, колонн и опертых на них элементов перекрытия (рисунок 2).



**Рисунок 2 - Расчетная схема поперечной рамы подвала**

5.2.9 Стену, входящую в поперечную раму подвала (рисунок 3), следует рассчитывать как стержень переменной жесткости по высоте, шарнирно опертый поверху и защемленный в фундамент бесконечной жесткости, который опирается на упругое основание, характеризуемое модулем деформации грунта  $E$ .



**Рисунок 3-Расчетная схема стены подвала**

5.2.10 Активное давление грунта следует определять по обязательному приложению А с разделением нагрузки на симметричную  $p_{h\ 1,2,3}$  и одностороннюю  $p_{h\ 4,5,6}$ .

Усилия в стене подвала следует определять как в балочной конструкции в зависимости от реакции  $R$  на верхней опоре на единицу длины стены.

5.2.11 При симметричном действии нагрузки реакцию  $R_1$  следует определять по формуле

$$R_1 = \frac{\left[ p_{h1} \left( v_1 + \frac{1}{2} km \right) + (p_{h2} - p_{h1}) \left( v_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h^2}{1+k} - \frac{G_1 ek}{(1+k)(h_2 + h_3)}, \quad (7)$$

где  $p_{h1}, p_{h2}, h_2, h_3$  - см. рисунок 3;

$k$  - коэффициент, учитывающий изменение реакции  $R_1$  за счет поворота фундамента:

$$k = \omega E_b I_h m^2 / E b^2 h_2, \quad (8)$$

здесь  $\omega$  - коэффициент, принимаемый равным:

6 - для положительных значений  $M$  и  $Q$ ; 3 - для их отрицательных значений, а также для  $M_0$  и  $F_{sa}$  (см. рисунок 3);

$$m = (h_2 + h_3)/h_2, \quad (9)$$

$E_b$  - модуль упругости бетона;

$E$  - модуль деформации грунта основания;

$b$  - ширина подошвы фундамента стены;

$I_h$  - момент инерции 1 м сечения стены, который допускается определять по приведенной толщине стены  $t_{red}$ , определяемой по формуле

$$t_{red} = (2t_2 + t_1)/3, \quad (10)$$

где  $t_1$  - толщина стены в верхней части;

$t_2$  - то же, в нижней части (в уровне сопряжения с фундаментом);

$G_1$  - сумма веса грунта и временной нагрузки на внешней стороне фундамента при симметричном ее расположении;

$e$  - эксцентриситет приложения силы  $G_1$  ( $G_2$ ) относительно центра тяжести подошвы фундамента;

$v_1$  и  $v_2$  - коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте и принимаемые по таблице 2.

**Таблица 2- Коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте**

$t_1/t_2$	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$v_1$	0,375	0,357	0,346	0,335	0,321	0,303
$v_2$	0,1	0,092	0,088	0,083	0,076	0,069

5.2.12 При одностороннем действии горизонтальной нагрузки реакцию  $R_2$  следует определять по формуле

$$R_2 = \frac{\left[ p_{h4} \left( v_1 + \frac{1}{2} mk \right) + (p_{h5} - p_{h4}) \left( v_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h^2}{1+k+k_1} - \frac{G_2 ek}{(1+k+k_1)(h_2 + h_3)}, \quad (11)$$

где  $p_{h4}, p_{h5}$  - см. рисунок 3;

$G_2$  - вес временной нагрузки на внешней стороне фундамента при одностороннем ее расположении;



$k_1$  - коэффициент, учитывающий изменение реакции  $R_2$  за счет смещения перекрытия при одностороннем загрузении подвала:

$$k_1 = k_0 E_b I_h / E' h_2^3, \quad (12)$$

здесь  $k_0$  - коэффициент, принимаемый равным:

4 - для однопролетных подвалов, 3 - для двухпролетных, 2 - для трехпролетных подвалов, 0 - для подвалов с несмещаемым перекрытием;

$E'$  - определяется по формуле (6).

5.2.13 Расчет устойчивости стен подвала против сдвига по контакту подошвы с основанием, а также устойчивость грунта основания под подошвой фундамента следует производить соответственно по формулам (1), (3), (4), (5).

5.2.14 При расчете стен подвалов на сдвиг удерживающую силу  $F_{sr}$  следует определять по формуле (3), а сдвигающую силу  $F_{sa}$  в уровне подошвы фундамента от симметричной нагрузки - по формуле

$$F_{sa} = -R_1 + \frac{1}{2}(p_{h1} + p_{h3})(h_2 + h_3). \quad (13)$$

5.2.15 Момент от симметричной нагрузки в уровне подошвы фундамента  $M_0$  следует определять по формуле

$$M_0 = -R_1(h_2 + h_3) + (2p_{h1} + p_{h3})\frac{(h_2 + h_3)^2}{6} - G_1 e; \quad (14)$$

от односторонней нагрузки  $F_{sa}$  и  $M_0$  следует определять аналогично формулам (13) и (14), заменив соответственно  $R_1$  на  $R_2$ ,  $p_{h1}$  - на  $p_{h4}$  и  $p_{h3}$  - на  $p_{h6}$ .

5.2.16 Если устойчивость стен подвала против сдвига не обеспечивается принятыми размерами фундаментов, необходимо предусматривать мероприятия, препятствующие сдвигу, например устройство распорок и др. В этом случае приведенный угол наклона равнодействующей внешней нагрузки к вертикали в уровне подошвы фундамента принимается равным нулю.

5.2.17 При наличии конструкций, препятствующих повороту фундамента (сплошная фундаментная плита, перекрестные ленты для внутреннего каркаса и т. п.) коэффициент  $k$  следует принимать равным нулю.

### 5.3 Тоннели и каналы

5.3.1 Тоннели (конвейерные, подштабельные, пешеходные, коммуникационные, кабельные, комбинированные) и каналы (кабельные и др.) должны быть выполнены, как правило, из сборных железобетонных элементов и иметь продольный уклон не менее 0,002 и поперечный - не менее 0,01 с устройством приемков через 100-150 м для сбора воды и отвода ее в канализацию.

При технико-экономическом обосновании допускается применять тоннели или их элементы (углы поворота, камеры и др.) из монолитного железобетона.

Для отделки пешеходных тоннелей следует использовать долговечные, экономичные, удобные в эксплуатации несгораемые материалы, допускающие легкую очистку и промывку.

5.3.2 Тоннели и каналы, располагаемые вне зданий и дорог, должны быть, как правило, заглублены от поверхности земли до верха перекрытия не менее чем на 0,3 м.

На огражденных территориях, доступных только для обслуживающего персонала, отметку верха перекрытия кабельных каналов допускается предусматривать на уровне планировочной отметки земли.

5.3.3 При расположении тоннелей и каналов внутри цехов минимальное заглубление верха перекрытий от отметки чистого пола следует, как правило, принимать:

- для тоннелей - 0,3 м;
- для каналов допускается отметку верха перекрытия канала принимать равной отметке чистого пола.

5.3.4 При расчетах конструкций тоннелей и каналов необходимо учитывать симметричное и одностороннее загрузки их временными вертикальными нагрузками. Расчет следует производить с учетом упругого отпора грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях, принимая упругое основание в виде однородной среды, характеризуемой модулем деформации  $E$  для грунта ненарушенного сложения (грунта основания) и модулем деформации  $E'$  для грунта засыпки. Модуль деформации  $E'$  допускается определять по формуле (6).

5.3.5 При симметричном нагружении (рисунок 4) изгибающий момент в нижнем узле тоннеля  $M_1$  с шарнирным опиранием плит перекрытия следует определять по формуле

$$M_1 = -\frac{1}{1+k} \left[ (p_{h1}v_3 + p_{h2}v_4)h^2 + N_1bk \frac{\psi_N}{\psi_M} \right], \quad (15)$$

где  $k$  - коэффициент, учитывающий изменение момента в нижнем узле за счет его поворота:

$$k = \frac{3E_b I_v}{\pi E b^2 h} \psi_M; \quad (16)$$

$N_1$  - нормальная сила (рисунок. 4, а);

$\psi_N, \psi_M$  - коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\psi_N = 0,3 (6 + 0,1\alpha_v); \quad (17)$$

$$\psi_M = 0,2 (100 + \alpha_v), \quad (18)$$

здесь  $\alpha_v$  - показатель гибкости днища:

$$\alpha_v = \pi E b^3 / E_b I_v. \quad (19)$$

В формулах (15) - (19) приняты следующие обозначения:

$I_v$  - момент инерции 1 м сечения днища;

$E$  - модуль деформации грунта основания;

$\nu_3, \nu_4$  - коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте и принимаемые по таблице 3 в зависимости от толщины стены в верхней  $t_1$  и нижней  $t_2$  частях тоннеля.

**Таблица 3- Коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте**

$t_1/t_2$	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\nu_3$	0,0583	0,0683	0,0753	0,0813	0,0883	0,0993
$\nu_4$	0,0667	0,0747	0,0747	0,0837	0,0907	0,0977

Усилия в стене следует определять как для балки, лежащей на двух опорах, с нагрузками  $p_{h1}, p_{h2}$ , реакцией на верхней опоре (распорке)  $R_1$  и опорным моментом на нижней опоре  $M_1$ .

Усилие в верхней распорке  $R_1$  определяется по формуле

$$R_1 = -(2p_{h1} + p_{h2}) \frac{h}{6} - \frac{M_1}{h}. \quad (20)$$

Усилия в днище следует определять как для балки, лежащей на упругом основании с модулем деформации  $E$  и загруженной симметричными силами  $N_1$  и моментами  $M_1$  (см. рисунок 4, а).

5.3.6 При одностороннем загрузении горизонтальными нагрузками  $p_{h3}, p_{h4}$  (рисунок 4, б) момент в нижнем левом углу тоннеля определяется по формуле

$$M_2 = -h^2(p_{h3}\nu_3 + p_{h4}\nu_4) \frac{1 + 4k_1}{1 + k + k_1}, \quad (21)$$

где  $k_1$  - коэффициент, учитывающий изменение момента в нижнем узле за счет смещения перекрытия:

$$k_1 = 6E_b I_h / E' h^3, \quad (22)$$

$E'$  - определяется по формуле (6).

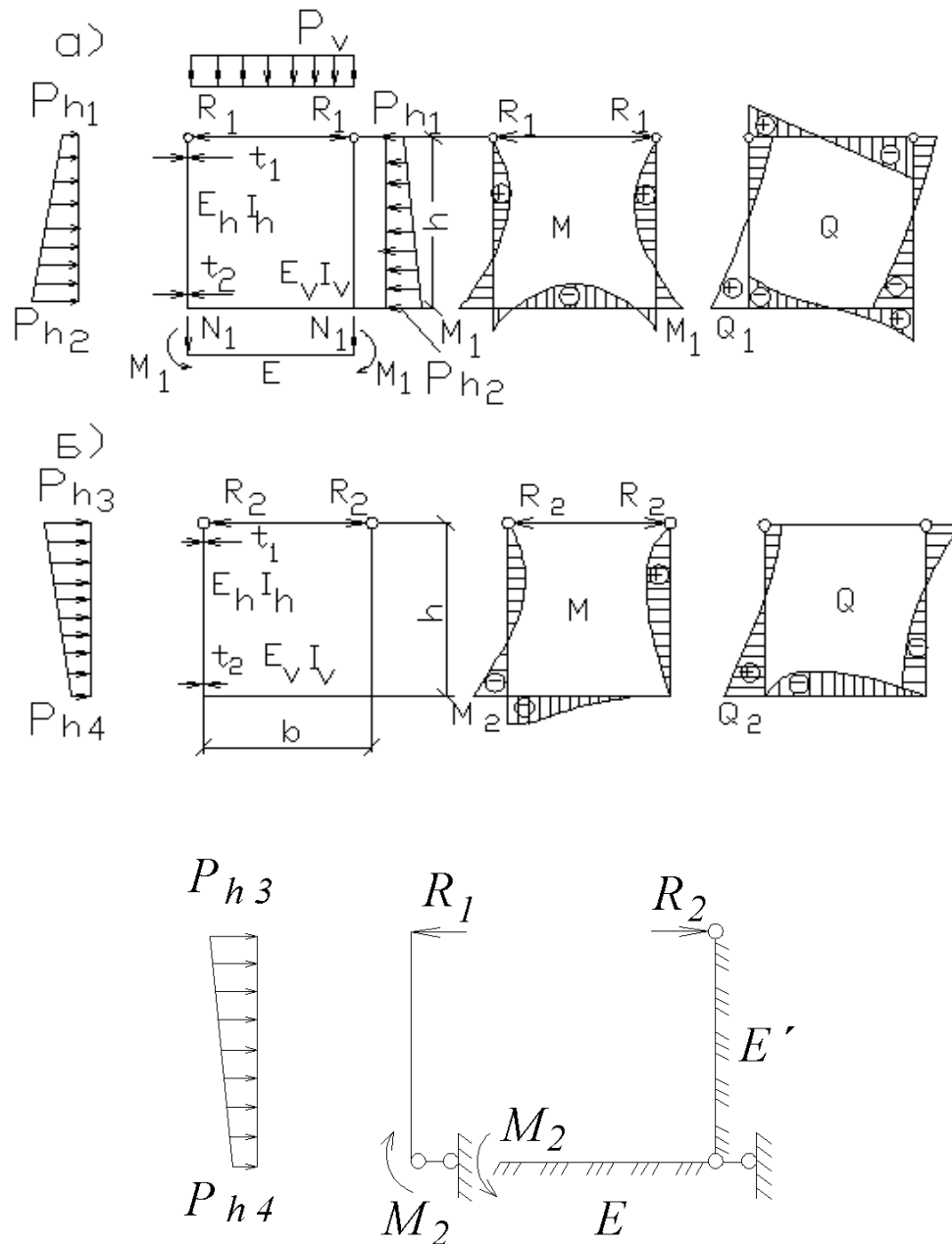
Остальные обозначения те же, что в формуле (15).

Усилие в верхней распорке  $R_2$  определяется по формуле (20).

Горизонтальное смещение тоннеля понизу и момент в правом нижнем узле тоннеля ввиду их малой величины принимаются равными нулю.

Усилия в загруженной (левой) стене определяются аналогично усилиям в стене от симметричной нагрузки. Усилия в днище определяются аналогично усилиям от симметричной нагрузки, но с приложением одностороннего момента  $M_2$  (см. рисунок 4).

Усилия в незагруженной, отпорной (правой), стене определяются как для балки, лежащей на упругом основании с модулем деформации грунта  $E'$  и имеющей несмещаемую горизонтальную опору в уровне днища и нагруженную на верхнем конце силой  $R_2$ .



**Рисунок 4-Расчетная схема тоннеля с шарнирами в уровне плит перекрытия**

*a* - симметричное загрузке; *б* - одностороннее загрузке

5.3.7 При заглублении верха тоннеля от поверхности грунта более чем на 2 м, а также при временной нагрузке, расположенной на поверхности, интенсивностью  $q \leq 9,81$  кПа (1 тс/м<sup>2</sup>) независимо от глубины заложения расчет тоннелей допускается производить только на симметричное загрузке полной нагрузкой.

5.3.8 Расчетные усилия в замкнутых тоннелях и каналах, с шарнирными узлами посередине стены должны определяться с учетом изменений расчетных усилий (моментов и поперечных сил), вызванных взаимодействием конструкций с грунтом.

5.3.9 Тоннели и каналы, заложенные ниже прогнозируемого уровня подземных вод, следует рассчитывать на всплытие на расчетные нагрузки по формуле

$$\frac{\sum G}{Ah_w\gamma_w} \geq \gamma_f, \quad (23)$$

где  $\sum G$  - сумма всех постоянных вертикальных расчетных нагрузок с минимальными коэффициентами надежности по нагрузке, действующих на длину одного метра тоннеля или канала;

$A$  - площадь подошвы тоннеля или канала на длину одного метра;

$h_w$  - расстояние от уровня грунтовых вод до подошвы тоннеля или канала (без учета бетонной подготовки);

$\gamma_w$  - удельный вес воды, равный 1;

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2.

## 5.4 Опускные колодцы

5.4.1 Правила рекомендуется соблюдать при проектировании опускных колодцев, предназначенных для устройства заглубленных сооружений с использованием внутреннего объема колодцев и для глубоких опор.

5.4.2 В плане опускные колодцы, как правило, должны иметь форму круга или вписанного в него многоугольника. Монолитные колодцы допускается проектировать прямоугольной формы. При прямоугольном очертании колодца углы необходимо закруглять.

5.4.3 Диаметр в свету круглых и размер сторон прямоугольных колодцев следует, как правило, принимать, от 6 до 24 м - кратными 3 м, а от 24 до 60 м - кратными 6 м. Разрешается принимать эти размеры кратными 0,6 м.

Размер колодцев по высоте следует принимать кратным 0,6 м.

5.4.4 В прямоугольных в плане колодцах с отношением размеров сторон более чем 1:2 необходимо предусматривать поперечные несущие перегородки или временные (на период опускания) распорки.

5.4.5 При примыкании колодца к другим сооружениям следует учитывать разность осадок сооружений.

5.4.6 Колодцы следует проектировать, как правило, тонкостенными, погружаемыми в тиксотропной рубашке, за исключением строительства на скальных грунтах, а также на площадках с оползнями, карстами или пустотами.

Тиксотропная рубашка предназначена для резкого снижения сил бокового трения, препятствующих опусканию сооружения, и выполняется из тиксотропного глинистого раствора, которым заполняют полость между наружной поверхностью сооружения и грунтом.

5.4.7 Сборные железобетонные стены колодцев следует проектировать из плоских панелей или крупногабаритных пустотелых блоков из тяжелого бетона класса не ниже В25. Класс бетона или раствора для замоноличивания сборных конструкций должен быть не ниже класса бетона соединяемых элементов. Монолитные железобетонные стены колодцев следует проектировать из тяжелого бетона класса не ниже В15.

5.4.8 Железобетонные днища колодцев следует проектировать из тяжелого бетона класса не ниже В15.

5.4.9 Горизонтальное давление грунта на стены и нож колодца следует определять как сумму давлений: основного - от грунта или тиксотропного раствора и дополнительного - от крена колодца, возникающего в результате его погружения.

5.4.10 Расчет опускаемого колодца следует производить в следующем порядке: определяют глубину колодца, наружные размеры (диаметр) колодца, толщину стенок оболочки, рассчитывают отдельные конструктивные элементы оболочки.

Глубину погружения колодца назначают в соответствии с данными инженерно-геологических изысканий, выполненных на площадке строительства сооружения, возводимого на колодце. Необходимо, чтобы в пределах контура опускаемого колодца была заложена по крайней мере одна буровая скважина. При колодцах большого диаметра (более 10-15 м) закладывают не менее трех буровых скважин.

5.4.11 В случае, когда в качестве основания колодца площади выбраны практически несжимаемые скальные и полускальные породы, глубина погружения колодца будет определяться отметками кровли этих пород и поверхности, с которой он будет опускаться. При закладке колодца на сжимаемых грунтах глубину его погружения определяют, исходя из допустимой осадки для данного сооружения.

5.4.12 Основное горизонтальное давление грунта в период погружения колодца следует определять по формуле

$$p_h = \frac{\bar{p}_h + c_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{1 - \operatorname{tg} \varphi_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}, \quad (24)$$

$$\text{где } \bar{p}_h = \gamma r k_1 + q k_2 - c k k_3;$$

$c_0$ ,  $\varphi_0$  - удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта, принимаемые при отсутствии покрытий стен и электроосмоса равными:

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= c k \\ \varphi_0 &= \varphi \end{aligned} \right\}; \quad (25)$$

$k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта  $\varphi$  и отношения  $\frac{z}{r}$  и определяемые по таблице 4;

$r$  - радиус наружной окружности колодца или условный радиус для некруглых в плане колодцев, который принимается равным наибольшему расстоянию от центральной оси колодца до наиболее удаленной точки его наружной поверхности;

$\gamma$  - удельный вес грунта;

$z$  - расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения;

$q$  - сплошная вертикальная равномерно распределенная нагрузка, принимаемая 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>), кроме случаев, особо оговоренных в задании;

$c$  - удельное сцепление грунта;

$k$  - коэффициент, учитывающий уменьшение сцепления грунта в результате сдвига и назначаемый в зависимости от консистенции грунта.

При расчетах по предельным состояниям первой группы (в скобках - второй группы) значение  $k$  принимается равным:

Консистенция грунта	$k$
Твердая	0,22 (0,33)
Полутвердая	0,25 (0,38)
Тугопластичная	0,29 (0,43)
Мягкопластичная	0,65 (1)

В случае, если колодец погружается в грунт с разнородными напластованиями, при определении  $p_h$  весь грунт, лежащий выше рассматриваемого слоя, заменяется эквивалентным слоем грунта, высота которого, приведенная к объемному весу рассматриваемого слоя, определяется по формуле

$$h_n = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i}{\gamma_n}, \quad (26)$$

где  $\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i$  - вес всех  $(n - 1)$  слоев грунта, лежащих выше рассматриваемого слоя высотой  $h_n$ ;

$\gamma_n$  - удельный вес грунта в слое  $n$ .

5.4.13 Основное давление тиксотропного раствора в период погружения колодца следует определять по формуле

$$p_h = \gamma_1 z, \quad (27)$$

где  $\gamma_1$  - удельный вес тиксотропного раствора.

Основное горизонтальное давление грунта на участке ножа и глиняного замка следует определять по формуле (24).

5.4.14 Давление грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод, необходимо определять с учетом взвешивающего действия воды.

5.4.15 Дополнительное горизонтальное давление грунта на участке стены колодца и ножа, а при тиксотропной рубашке - только на участке ножа следует определять по формуле

$$p_{ad} = 0,25 p_h. \quad (28)$$

Дополнительное горизонтальное давление на участке стены тиксотропной рубашки следует определять по формуле

$$p_{ad} = 0,15 p_h. \quad (29)$$

Таблица 4 - Коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта

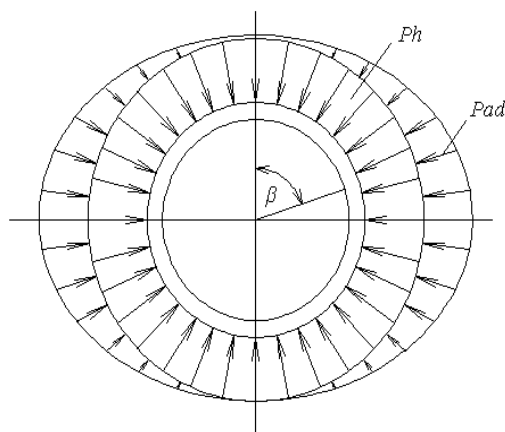
$\frac{z}{r}$	Значения $k_1, k_2, k_3$ при $\varphi$ , град						
	10	15	20	25	30	35	40
0	0	0	0	0	0	0	0
0,50	0,32	0,26	0,20	0,16	0,13	0,10	0,08
1,00	0,62	0,49	0,36	0,28	0,21	0,16	0,11
1,50	0,92	0,71	0,50	0,37	0,27	0,20	0,13
2,00	1,15	0,90	0,62	0,42	0,30	0,23	0,15
2,50	1,30	1,00	0,72	0,47	0,32	0,25	0,16
3,00	1,45	1,10	0,80	0,52	0,34	0,26	0,17
3,50	1,60	1,20	0,85	0,56	0,36	0,27	0,17
4,00	1,70	1,30	0,90	0,60	0,38	0,27	0,17
4,50	1,79	1,38	0,95	0,64	0,40	0,27	0,17
5,00	1,38	1,45	1,00	0,68	0,42	0,27	0,17
0	0,81	0,60	0,49	0,40	0,33	0,27	0,22
0,50	0,64	0,46	0,37	0,28	0,21	0,15	0,11
1,00	0,58	0,38	0,29	0,20	0,14	0,08	0,06
1,50	0,50	0,33	0,23	0,15	0,10	0,05	0,04
2,00	0,46	0,30	0,20	0,12	0,07	0,04	0,02
2,50	0,43	0,27	0,17	0,09	0,05	0,03	0,01
3,00	0,41	0,25	0,15	0,08	0,04	0,02	0
3,50	0,39	0,24	0,14	0,07	0,04	0,02	0
4,00	0,38	0,23	0,13	0,06	0,03	0,01	0
4,50	0,36	0,21	0,12	0,05	0,03	0,01	0
5,00	0,35	0,20	0,11	0,04	0,02	0,01	0
0	1,70	1,50	1,40	1,25	1,05	1,00	0,90
0,50	2,25	2,00	1,75	1,55	1,30	1,15	1,05
1,00	2,60	2,30	1,95	1,70	1,45	1,30	1,13
1,50	2,90	2,50	2,10	1,85	1,52	1,38	1,18
2,00	3,05	2,65	2,25	1,90	1,58	1,40	1,20
2,50	3,15	2,75	2,30	1,95	1,60	1,40	1,20
3,00	3,30	2,83	2,35	1,97	1,65	1,40	1,20
3,50	3,45	2,90	2,40	2,00	1,66	1,40	1,20
4,00	3,55	2,95	2,45	2,00	1,68	1,40	1,20
4,50	3,63	3,00	2,47	2,05	1,70	1,40	1,20
5,00	3,80	3,05	2,50	2,10	1,70	1,40	1,20

5.4.16 Основное давление грунта в плане колодца следует принимать равномерно распределенным.

5.4.17 Распределение дополнительного давления в плане для круглых колодцев (рисунок 5) следует принимать изменяющимся по закону

$$p_{ad\beta} = p_{ad} \sin \beta. \quad (30)$$





**Рисунок 5-Схема распределения основного  $p_h$  и дополнительного  $p_{ad}$  горизонтального давления грунта на круглый колодец**

5.4.18 В стадии эксплуатации колодец следует рассчитывать на горизонтальное давление грунта в состоянии покоя.

Основное горизонтальное давление следует определять по формуле

$$p_{h0} = (\gamma z + q) \lambda_0, \quad (31)$$

где  $z$  - расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения;

$\lambda_0$  - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, принимается равным:

$$\lambda_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}, \quad (32)$$

здесь  $\nu$  - коэффициент Пуассона, принимаемый равным:

0,23 - для песков гравелистых и крупных;

0,26 - то же, средней крупности;

0,28 - « мелких;

0,30 - « пылеватых;

0,33 - для супесей;

0,35 - « суглинков;

0,38 - « глин.

Если колодец погружен в грунт с разнородным напластованием, значение основного давления грунта для каждого слоя определяется по формуле

$$p_{h0i} = \lambda_{0i} \left( \gamma_i z_i + \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i \right), \quad (33)$$

где  $\lambda_{0i}$  - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя рассматриваемого  $i$ -го пласта грунта;

$\gamma_i, z_i$  - соответственно удельный вес грунта и расстояние от поверхности  $i$ -го пласта до рассматриваемого сечения колодца;

$\gamma_i, h_i$  - соответственно удельный вес грунта и толщина каждого вышележащего пласта.

Дополнительное горизонтальное давление грунта в состоянии покоя следует определять по формуле

$$p_{ad0} = 0,1 p_{h0}. \quad (34)$$

5.4.19 Расчетное значение на 1 м силы трения грунта  $F_z$  по наружной поверхности колодца на глубине  $z$  следует определять по формуле

$$F_z = f_z u, \quad (35)$$

где  $u$  - наружный периметр ножа или стены колодца;

$f_z$  - удельная сила трения грунта по боковой поверхности колодца на глубине  $z$  на 1 м<sup>2</sup> площади, зависящая от стадии работы колодца и вычисляемая по формулам:

*а) в стадии погружения*

$$f_z = \gamma_c (p_h \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0), \quad (36)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,2 - для плотных песков, содержащих гравий, щебень и т. п., и 1 - для остальных грунтов;

*б) в стадии всплытия*

$$f_{z1} = p_{h1} \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0, \quad (37)$$

где  $p_{h1}$  - основное горизонтальное давление в период всплытия:

$$p_{h1} = \frac{\bar{p}_h - c_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{1 + \operatorname{tg} \varphi_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \geq 0. \quad (38)$$

Если колодец погружается в тиксотропной рубашке, удельная сила трения в зоне рубашки не учитывается, а в зоне глиняного замка принимается равной 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>).

5.4.20 Все расчеты опускных колодцев следует производить по предельным состояниям первой группы, за исключением расчетов оснований по деформациям и по раскрытию трещин элементов конструкции, которые выполняются по предельным состояниям второй группы.

5.4.21 Расчет погружения колодца следует производить из условия

$$\frac{G}{F + N_u} \geq \gamma_{f1}, \quad (39)$$

где  $G$  - вес колодца и пригрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ ;

$F$  - сила трения стен колодца по грунту при погружении колодца;

$N_u$  - вертикальная составляющая сила предельного сопротивления основания под ножом, определяемая в соответствии со нормативными документами, утвержденными в установленном порядке;

$\gamma_{f1}$  - коэффициент надежности погружения:  $\gamma_{f1} > 1$  в момент движения колодца и  $\gamma_{f1} = 1$  в момент остановки колодца или яруса на проектной отметке.

Колодцы, погружаемые ниже горизонта подземных вод, после устройства днища должны рассчитываться на всплытие в любых грунтах (за исключением случая, когда под днищем выполняется постоянно действующий дренаж) на расчетные нагрузки из условия

$$\frac{\sum G + F_1}{A h_w \gamma_w} \geq \gamma_{fw}, \quad (40)$$

где  $\sum G$  - сумма всех постоянных вертикальных расчетных нагрузок с учетом пригрузки с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ ;

$F_1$  - сила трения при расчете на всплытие;

$A$  - площадь основания колодца;

$h_w$  - расстояние от уровня подземных вод до основания днища колодца;

$\gamma_w$  - удельный вес воды;

$\gamma_{fw}$  - коэффициент надежности против всплытия, равный 1,2.

Если условие (40) не удовлетворяется, необходимо предусматривать мероприятия, препятствующие всплытию колодца (устройство анкерных конструкций в грунте и др.).

5.4.22 Расчет прочности погружаемых стен на нагрузки, возникающие в условиях строительства, следует производить, когда колодец или каждый ярус погружен до проектной глубины.

5.4.23 Расчет прочности железобетонного днища должен производиться на следующие нагрузки:

- на отпор грунта под днищем колодца;
- на гидростатическое давление подземных вод.

Расчет прочности днища колодца без внутренних стен и колонн должен производиться как пластины, лежащей на упругом основании, а на нагрузку от гидростатического давления подземных вод - как пластины с шарнирными опорами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Днище, на которое опираются внутренние стены или колонны, рассчитывается соответственно как многопролетная пластина, состоящая из прямоугольных панелей, или как пластина, опертая в вершинах прямоугольной сетки колонн.

5.4.24 Гидроизоляция колодцев должна выполняться с учетом полного гидростатического напора подземных вод на уровне пола наиболее заглубленной части колодца. Верхняя граница гидроизоляции стен колодца должна быть на 0,5 м выше прогнозируемого максимального уровня подземных вод DIN 4022-1.

5.4.25 Гидроизоляция колодцев из листовой стали, устраиваемая с внутренней стороны, может применяться лишь в исключительных случаях при соответствующем обосновании.

## 6 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕМКОСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ЖИДКОСТЕЙ И ГАЗОВ

### 6.1 Резервуары для нефти и нефтепродуктов

6.1.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании стальных и железобетонных резервуаров для нефти и нефтепродуктов.

ПРИМЕЧАНИЕ. Настоящие правила не распространяются на проектирование резервуаров: для нефти и нефтепродуктов специального назначения; для нефтепродуктов с упругостью паров выше 93,3 кПа (700 мм рт. ст.) при температуре 20<sup>0</sup>С; для нефти и нефтепродуктов, хранящихся под внутренним рабочим давлением выше атмосферного на 70 кПа (0,7 кгс/см<sup>2</sup>); для нефти и нефтепродуктов, расположенных в горных выработках и в резервуарах казематного типа; входящих в состав технологических установок.

6.1.2 При проектировании наземных и подземных резервуаров следует учитывать требования СН РК 3.02-28, СН РК 2.02-03 и ГОСТ 1510.

### 6.2 Стальные резервуары

6.2.1 Основные размеры вертикальных и горизонтальных цилиндрических резервуаров (диаметр, высоту, длину) следует принимать с учетом минимального удельного расхода стали, промышленных методов изготовления и монтажа, а также кратными длине и ширине листов прокатной стали для вертикальных резервуаров и для горизонтальных резервуаров в соответствии с межгосударственными и государственными стандартами.

Основные геометрические размеры – радиус  $R_k$  и высота  $H$  стальных и алюминиевых сферических крыш должны определяться в зависимости от диаметра  $D$  резервуара по формулам  $R_k = 0,64D$ ,  $H = 0,24D$ .

6.2.2 При проектировании стальных резервуаров вместимостью 5000 м<sup>3</sup> и менее рекомендуется предусматривать возможность применения при их изготовлении и монтаже метода рулонирования с соединением листов встык.

6.2.3 При расчете вертикальных цилиндрических стальных резервуаров необходимо учитывать усилия, возникающие в конструкции при ее взаимодействии с основанием.

6.2.4 Значения коэффициента условий работы  $\gamma_c$  следует принимать по таблице 5.

**Таблица 5- Значения коэффициента условий работы  $\gamma_c$**

Элементы	Коэффициент условий работы $\gamma_c$
Стены вертикальных цилиндрических резервуаров при расчете на прочность:	
нижний пояс (с учетом врезок)	0,7
остальные пояса	0,8
сопряжение стенки резервуара с днищем	1,2
То же, при расчете элементов на устойчивость	1
Сферические и конические покрытия распорной конструкции при расчете:	
по безмоментной теории	0,9
по моментной теории с применением ЭВМ	1

Коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать в соответствии с СН РК EN 1991 с учетом дополнительных коэффициентов  $\gamma_f$  приведенных в таблице 6.

**Таблица 6- Дополнительные коэффициенты надежности по нагрузке**

Характеристика нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
Давление выше или ниже атмосферного	1,2
Ветровая нагрузка на вертикальные стены цилиндрических резервуаров при расчете на устойчивость	0,5
Снеговая нагрузка на сферические крыши резервуаров	0,7
ПРИМЕЧАНИЕ Ветровая нагрузка на вертикальные стены цилиндрических резервуаров при расчете на устойчивость принимается равномерной в кольцевом направлении с коэффициентом надежности по нагрузке, следует определять по СН РК EN 1991.	

6.2.5 В проектах стальных резервуаров должно быть указание о том, что перед герметизацией необходимо устанавливать клапаны, исключающие возможность повышения нагрузки на днища, перекрытия и стены от воздействия перепада давления и температуры воздуха внутри и снаружи резервуара.

6.2.6 Под подземными горизонтальными стальными цилиндрическими резервуарами и резервуарами траншейного типа необходимо устраивать лоток с наклоном в сторону контрольного колодца для возможности обнаружения утечек нефтепродукта при нарушении герметичности резервуара.

6.2.7 Подземные стальные резервуары должны иметь на крыше люки-лазы, выступающие над уровнем земли не менее чем на 0,2 м.

6.2.8 При проектировании подземных горизонтальных стальных цилиндрических резервуаров и резервуаров траншейного типа следует предусматривать стационарные лестницы (стремянки). Лестницы должны быть прикреплены к патрубку люка-лаза. Между низом лестницы (стремянки) и дном резервуара должен предусматриваться зазор не менее 0,5 м.

### **6.3 Железобетонные резервуары**

6.3.1 Рекомендуемые модульные размеры для резервуаров следующие:

- диаметр резервуаров вместимостью 500 м<sup>3</sup> и более - кратный 3 м;
- размер стен прямоугольных резервуаров - кратный 6 м и сетку колонн 6×6 или 3×6 м.

6.3.2 В цилиндрических резервуарах днища, стены и покрытия следует проектировать предварительно напряженными в двух направлениях, а вертикальные швы между сборными элементами стен допускается принимать обжатыми в одном направлении (перпендикулярно длине шва) при условии предварительного напряжения панелей в вертикальном направлении. В резервуарах для хранения мазута допускается применение необжатых стен.

6.3.3 На поверхности земли необходимо предусматривать отмостку,

предотвращающую затекание поверхностных вод между засыпкой и стеной резервуара.

6.3.4 Сборные конструкции железобетонных резервуаров следует проектировать с применением бетонов классов по прочности на сжатие В25 - В40, а для монолитных конструкций - В25 - В30. Допускается применение бетонов более высоких классов, если это экономически обосновано.

В проекте должны быть указаны требования к составу бетона, устанавливаемые с учетом указаний п. 6.3.5.

6.3.5 При проектировании резервуаров для нефти и темных нефтепродуктов рекомендуется применение бетона на сульфатостойком портландцементе.

Допускается применение низкоалюминатного портландцемента при содержании в нем  $C_3A \leq 5 \%$  и  $C_3A + C_4AF \leq 2,2 \%$  с добавкой в воду растворимого стекла в количестве 3,5 % массы цемента. Водоцементное отношение для бетона не должно превышать 0,45.

Запрещается применение других добавок, кроме пластифицирующей типа ССБ.

6.3.6 В конструкциях резервуаров допускаются (с учетом неблагоприятного сочетания нормативных нагрузок, включая температурное воздействие) при внецентренном сжатии несквозные трещины шириной до 0,1 мм. При этом в ограждающих конструкциях (стенах, днище и перекрытии) напряжение сжатия в крайнем сжатом волокне должно быть не менее  $0,05R_{b,ser}$ .

6.3.7 Расчетные и нормативные сопротивления бетона и стали следует принимать в соответствии с требованиями СН РК EN 1994.

В случае нагрева конструкций выше 50 °С следует учитывать изменение расчетных сопротивлений бетона и арматуры при расчете по предельным состояниям первой и второй групп, начального модуля упругости бетона по СН РК EN 1992

## 6.4 Газгольдеры

Стальные газгольдеры, предназначены для хранения, смешения, усреднения концентраций и выравнивания давления и распределения газов. Проектирование стальных газгольдеров следует производить в соответствии с требованиями СН РК 3.02-28.

## 7 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕМКОСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ

### 7.1 Закрома

7.1.1 Закром – сооружение с достаточно низкими стенами, работающими как подпорные стенки; предназначен для кратковременного хранения сыпучих материалов.

7.1.2 Закрома допускается располагать в зданиях и на открытых площадках заглубленными или наземными, как правило, блокированными, многоячейковыми.

7.1.3 Размеры ячеек закровов в плане следует принимать, как правило, 6×6, 6×9 и 9×9 м. Допускается принимать большие размеры, кратные 3 м, если это обуславливается технологическими требованиями.

7.1.4 Высоту стен закровов следует принимать равной 3,6; 4,8 или 6 м.

Минимальное заглубление стен закроев от уровня пола или планировочной отметки земли следует принимать равным 0,6 м, а пола - 0,3 м, минимальное превышение верха стен закроев над уровнем пола или планировочной отметки земли - равным 1,2 м.

7.1.5 Закрома следует проектировать железобетонными.

7.1.6 В закромах для хранения металлической шихты стены с внутренней стороны и сверху должны быть защищены деревянными брусками. В монолитных закромах допускается устройство защиты из старогонных рельсов.

В закромах для сыпучих материалов защиту следует предусматривать только по верху стен.

7.1.7 Полы закроев надлежит выполнять из камня грубого окола или грунтовыми.

При загрузке и выгрузке материалов грейферными кранами следует предусматривать буферный слой из хранимого материала толщиной не менее 0,3 м.

7.1.8 Горизонтальное давление материала на стены закроев допускается определять как для подпорных стен. Нормативные характеристики материалов, хранимых в закромах, следует принимать в соответствии с таблицей 7.

**Таблица 7- Нормативные характеристики материалов, хранимых в закромах**

Материал	Нормативный удельный вес, кН/м <sup>3</sup> (тс/м <sup>3</sup> )		Нормативный угол внутреннего трения, град
Чушковый чугун		40 (4)	45
Литники		35 (3,5)	
Ферросплавы		40 (4)	
Металл переделный		35 (3,5)	
Стальная стружка		20 (2)	50
Чугунный лом		25 (2,5)	45
Стальной лом		20 (2)	
Хромовая руда		27 (2,7)	
Марганцевая руда		20 (2)	
Железная руда		25 (2,5)	
Шлак переделный		18 (1,8)	
Кварцит		20 (2)	
Шамот		18 (1,8)	
Дунит		28 (2,8)	
Хромит		31 (3,1)	
Шлак		12 (1,2)	40
Песок сырой		18 (1,8)	35
Известняк		17 (1,7)	
Глина		18 (1,8)	
Каолин сырой		14 (1,4)	
Известь		8 (0,8)	
Магнезитовый порошок		19 (1,9)	33
Песок сухой		16 (1,6)	30
Кокс и коксик		8 (0,8)	

7.1.9 Стены закровов должны быть рассчитаны также на горизонтальное давление грунта с учетом временной нормативной нагрузки на поверхности земли интенсивностью не менее 20 кПа (2 тс/м<sup>2</sup>) при опорожненном закрове.

7.1.10 Коэффициент надежности по нагрузке для определения расчетного веса материалов заполнения закровов следует принимать  $\gamma_c = 1,2$ . Расчетный угол внутреннего трения определяется делением значения нормативного угла внутреннего трения на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ .

7.1.11 Для осмотра, ремонта, очистки закровов их необходимо обеспечивать переносными лестницами.

## 7.2 Бункера

7.2.1 Бункерами называются саморазгружающиеся емкостные сооружения с высотой вертикальной части, не превышающей полуторного минимального размера в плане, которые предназначены для кратковременного хранения и перегрузки сыпучих материалов.

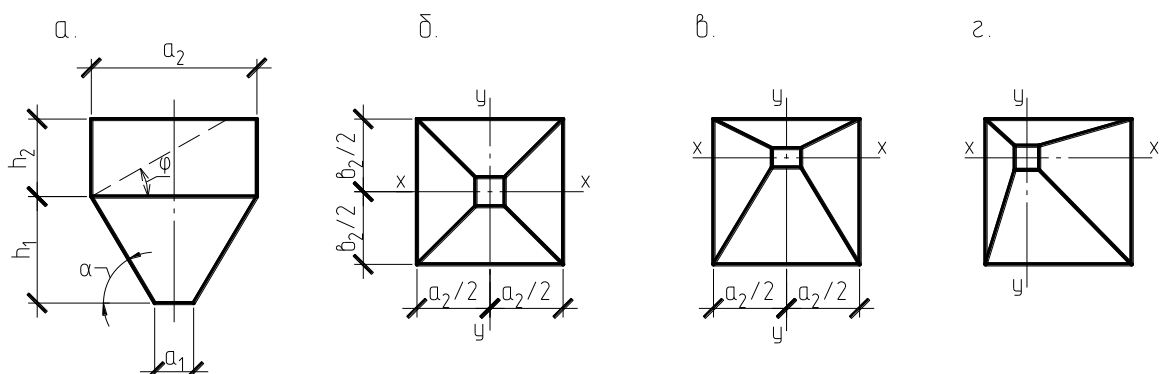
В плане бункера бывают квадратными, прямоугольными и круглыми. В зависимости от расположения выпускного отверстия наиболее распространенные пирамидальные бункера подразделяются на симметричные, частично симметричные и несимметричные (рисунок 6).

Бункеры могут располагаться внутри здания и быть связанными с его несущими конструкциями.

7.2.2 Проектирование бункера должно включать два последовательных этапа:

1) определение геометрических параметров – формы бункера и его воронки, углов наклона стенок, размеров выпускного отверстия, которые определяются расчетом на основании физико-механических характеристик сыпучего материала с учетом неблагоприятных изменений, при этом должны исключаться сводообразование над выпускным отверстием и зависание на стенках;

2) расчет и проектирование конструкций бункеров и их защиты от ударов и истирания.



**Рисунок 6-Разновидности пирамидальных бункеров**

а – схема бункера; б – симметричный пирамидальный бункер; в – частично симметричный пирамидальный бункер; г – несимметричный пирамидальный бункер их защиты от ударов и истирания.



7.2.3 Определение геометрических параметров бункеров различается для связных (имеющих сцепление, слеживающихся) и несвязных (не имеющих сцепления, неслеживающихся) сыпучих материалов. К связным относятся, как правило, материалы, содержащие фракции менее 2 мм и имеющие влажность более 2 %, а к несвязным - щебень, галька и другие материалы с крупностью зерен 2 мм и более, а также песок с крупностью зерен до 2 мм и влажностью до 2 %.

7.2.4 При проектировании бункеров необходимо принимать во внимание, что имеются две возможные формы истечения сыпучего материала: гидравлическая, при которой находится в движении сыпучий материал во всем объеме бункера, и негидравлическая, при которой движется только центральная часть над выпускным отверстием, а остальной материал неподвижен.

Для связных или самовозгорающихся сыпучих материалов следует проектировать бункера с гидравлической формой истечения, а для несвязных, как правило, с негидравлической.

7.2.5 При проектировании геометрических параметров для бункеров с негидравлическим истечением для несвязных материалов (форма пирамидальная, коническая, с плоским горизонтальным днищем, параболическая и т.п.) нормируется только один параметр - размер выпускного отверстия, который должен определяться в зависимости от размера максимального куска сыпучего материала.

Угол наклона стенок воронки допускается принимать произвольным, за исключением случаев, когда по условиям технологии требуется полное опорожнение бункера. В этом случае угол наклона стенок следует принимать по углу естественного откоса сыпучего материала с превышением последнего на 5-7°.

7.2.6 Бункера для связных материалов гидравлического истечения надлежит назначать конической, пирамидальной или лотковой формы. Другие формы (параболическая, с плоским днищем), а также несимметричные бункера не допускаются.

Угол наклона стенок и размеры выпускного отверстия таких бункеров следует рассчитывать на основании физико-механических характеристик сыпучего материала: угла внутреннего трения (угол естественного откоса не допускается), удельного сцепления, угла внешнего трения, эффективного угла трения, функции истечения, - определяемых с помощью приборов, измеряющих сопротивление сыпучего материала на сдвиг (таблица 8).

Угол наклона стенок допускается приближенно выбирать по рисунку 7 в зависимости от угла внешнего трения (угла трения сыпучего материала по материалу стенки бункера).

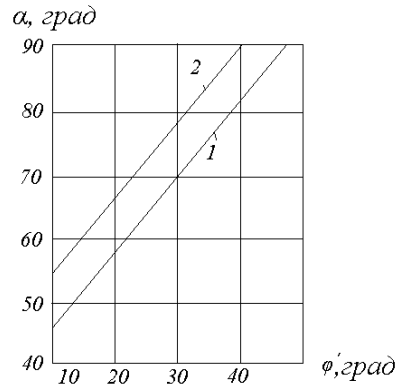
7.2.7 При проектировании бункеров следует обеспечить максимальное использование всего геометрического объема бункера (не менее 80 % при загрузке).

7.2.8 Давление сыпучего материала на стенки бункера следует принимать как для подпорной стены без учета сил трения между сыпучим материалом и стенками бункера.

7.2.9 Конструкции бункера следует рассчитывать на действие временной нагрузки от веса сыпучего материала, заполняющего бункер, постоянных нагрузок от собственного

веса конструкций, веса футеровки, а также на действие постоянных и временных нагрузок над бункерного перекрытия.

Направление давления принимается перпендикулярным к поверхности стенки в данной точке.



**Рисунок 7-Графики для определения угла наклона стенок бункеров для связных материалов**

1 - для бункеров с прямоугольной формой выпускного отверстия (отношение сторон 3:1 и более); 2 - для воронок конической формы с круглым отверстием или пирамидальной формы с квадратным отверстием;  $\varphi$  - угол трения сыпучего материала по стенкам бункера;  $\alpha$  - угол наклона стенки к горизонтали

**Таблица 8- Коэффициенты трения**

Сыпучие тела	Коэффициент трения	
	по бетону	по стали
1	2	3
Апатитовый концентрат	0,6	0,35
Гипс кусковой крупный с размерами ребер более 100 мм	0,45	0,3
Гипс кусковой мелкий с размерами ребер менее 100 мм	0,55	0,35
Глинозем	0,5	0,3
Известь обожженная мелкая с размерами зерен до 100 мм	0,55	0,35
Известь обожженная крупная с размерами зерен более 100 мм	0,45	0,3
Кокс и коксит	0,84	0,47
Магнетитовый порошок с размерами зерен до 10 мм	0,53	0,35
Песок сухой	0,7	0,5
Песок влажный	0,65	0,4
Песок насыщенный водой	0,45	0,35
Уголь антрацит	0,5	0,3
Уголь мелкий	0,65	0,35
Фосфоритная мука	0,5	0,3
Цемент	0,58	0,3

7.2.10 Стенки бункера следует рассчитывать на растягивающие усилия в горизонтальном и скатном направлениях и изгибающие моменты от местного изгиба из плоскости стенок. Конструкции бункера в целом рассчитываются на общий изгиб, учитывающий пространственную работу бункера.

7.2.11 При расчете конструкций бункеров удельный вес  $\gamma$  сыпучего материала необходимо принимать по технологическому заданию.

7.2.12 Бункера следует проектировать, как правило, железобетонными или сталежелезобетонными (из плоских железобетонных плит и стального каркаса), или сборно-монолитными железобетонными. Стальными допускается проектировать воронки, сужающиеся части бункеров, параболические (висячие бункера), а также бункера, которые по технологическим условиям подвергаются механическим, химическим и температурным воздействиям сыпучего материала и не могут быть выполнены из железобетона.

7.2.13 Внутренние грани углов бункеров для связных материалов следует проектировать с вутами или закруглениями.

7.2.14 Внутренние поверхности бункеров следует разделять на участки, подвергающиеся износу (I и II зоны) и не подвергающиеся износу (III зона).

I зона - участок, подвергающийся ударам потока сыпучего материала при загрузке бункера и истиранию при его разгрузке. I зону следует защищать, как правило используя принцип самозащиты, или износостойкой защиты на упругом основании или резиной.

II зона - участок, подвергающийся истиранию сыпучим материалом в процессе разгрузки бункера. II зону следует защищать каменным литьем, шлакоситаллом, полимерными материалами, резиной и другими материалами, а при температуре сыпучего материала свыше 50 °С - шлакокаменным и каменным литьем термостойких составов.

III зона - участок, не требующий защиты.

7.2.15 При заполнении бункера твердыми крупнокусковыми или абразивными материалами, способствующими быстрому износу поверхности конструкций, необходимо предусматривать специальную защитную облицовку-футеровку, для которой чаще всего применяются стальные листы, плиты, решетки из полосовой стали и т.п.

При сочетании истирающего воздействия, высокой температуры и химической агрессии сыпучего материала внутренние поверхности бункеров следует защищать плитами из шлакокаменного литья, износостойкого и жаростойкого бетона (с заполнением швов раствором кислотостойких и жаростойких составов), а также в отдельных случаях листами из соответствующих видов сталей (термостойких и др.).

7.2.16 При эксплуатации бункеров в агрессивной и газовой среде их наружные поверхности следует защищать от коррозии в соответствии с DIN 18195-1-10.

7.2.17 При проектировании бункеров для влажных сыпучих материалов, располагаемых в неотапливаемых помещениях, необходимо предусматривать эффективный обогрев стен бункеров в целях предотвращения смерзания материала в бункере.

7.2.18 При проектировании бункеров для связных материалов, поступающих в нагретом или смерзшемся состоянии, необходимо предусматривать теплоизоляцию стен бункеров в соответствии с теплотехническим расчетом, исключаящую конденсацию

водяных паров при нагретом материале, а также примерзание к стенам смерзшегося материала.

7.2.19 Бункера, как правило, должны иметь перекрытия из несгораемых материалов с проемами для загрузки. Если загрузка производится средствами из непрерывного транспорта (вагоны, машины, грейферы), допускается выполнять бункер без перекрытия, но с обязательным устройством сплошного ограждения высотой не менее 1 м с боков и со стороны, противоположной загрузке. Необходимость устройства стальных решеток для перекрытия технологических проемов и размер ячеек решеток определяются технологическим заданием.

7.2.20 В бункерах для пылевидных материалов необходимо предусматривать сверху перекрытия монолитную армированную стяжку толщиной 50 мм, если толщина плит в месте стыка 100 мм и менее.

7.2.21 В перекрытиях бункеров должны быть устроены люки, закрываемые заподлицо с перекрытием металлическими крышками. В надбункерном помещении должны предусматриваться подъемно-транспортные устройства, а внутри бункеров снизу перекрытий - петли для крепления талей и других монтажных средств.

7.2.22 Бункера должны оснащаться устройствами для механической очистки стен и удаления зависшего сыпучего материала, чтобы исключалась необходимость спуска людей в бункера.

### **7.3 Силосы и силосные корпуса для хранения сыпучих материалов**

7.3.1 Силос – саморазгружающийся, с высотой вертикальной части, превышающей полуторную величину диаметра или минимального размера в плане; предназначен для длительного хранения и перегрузки сыпучих материалов.

7.3.2 Форма воронки силоса, углы ее наклона, а также размеры выпускного отверстия должны определяться с учетом условий надежного истечения сыпучего материала в соответствии с требованиями технологии производства, унификации, грунтовыми и температурными условиями, а также исходя из результатов технико-экономических сопоставлений и с учетом архитектурно-композиционных решений.

7.3.3 Форма отдельного силоса в плане принимается, как правило, круглой. Допускается при соответствующем обосновании принимать силосы квадратными и многогранными. При диаметре более 12 м силосы следует проектировать круглыми.

7.3.4 При проектировании силосных корпусов следует, как правило, принимать: сетки разбивочных осей, проходящих через центры сблокированных силосов, 3×3, 6×6 и 12×12 м; наружные диаметры круглых силосов - 3, 6, 12, 18 и 24 м; размеры в осях стен квадратных силосов - 3×3 м; высоты стен силосов, а также подсилосных и надсилосных этажей - кратными 0,6 м.

7.3.5 Железобетонные силосные корпуса длиной до 48 м допускается проектировать без деформационных швов.

При нескальных грунтах основания отношение длины силосного корпуса к его ширине и высоте должно быть не более 2. При однорядном расположении силосов это отношение допускается увеличивать до 3.

Допускается увеличение длины корпуса и указанных отношений при соответствующем обосновании.

7.3.6 При проектировании многоядных силосных корпусов с круглыми в плане силосами пространство между ними (звездочки) следует использовать для размещения лестниц, различных коммуникаций, установки технологического оборудования, не требующего обслуживания, а также для хранения несвязных сыпучих материалов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При хранении в силосах горячих сыпучих материалов устройство лестниц в звездочках допускается при условии соблюдения требований нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

7.3.7 По характеру и конструкции опирания на фундамент силосы делятся на две основные группы: без подсилосных этажей и с подсилосными этажами. В силосах без подсилосных этажей разгрузка материала осуществляется через отверстия в стенах наружу или через отверстия в днище в специальные заглубленные галереи, оборудованные шнеками и транспортерами.

При наличии подсилосного этажа конструкция днища силоса может иметь различные решения, которые определяются характером сыпучего материала заполнения и типом разгрузочного оборудования.

Выпускные отверстия в силосах должны, как правило, располагаться центрально. При необходимости устройства нескольких выпускных отверстий их следует располагать симметрично относительно осей силоса.

7.3.8 При проектировании силосных корпусов следует исходя из технико-экономической целесообразности и конкретных условий строительства предусматривать применение монолитного железобетона (при возведении индустриальными методами) или сборного железобетона (из унифицированных изделий).

Допускается применение стальных силосов для сыпучих материалов, хранение которых не допускается в железобетонных емкостях, а также стальных инвентарных и оперативных силосов.

7.3.9 При проектировании стен силосов из стали следует предусматривать индустриальные методы их изготовления и монтажа путем применения: листов и лент больших размеров; способа рулонирования; изготовления заготовок в виде «скорлуп»; автоматической сварки с минимальным количеством сварных швов, выполняемых на монтаже, а также других передовых методов.

7.3.10 Сборные железобетонные стены силосов следует проектировать для силосов круглых в плане диаметром 3 м из объемных блоков. При больших размерах - из отдельных элементов, укрупняемых перед монтажом в царги или блоки, или из элементов, монтируемых без предварительного укрупнения.

Сборные железобетонные элементы стен рекомендуется выполнять с гладкой поверхностью, без ребер, так как ребристые конструкции значительно сложнее в изготовлении и неприемлемы для многих сыпучих материалов из-за возникновения зависания.

Сложность устройства вертикальных стыков сборных железобетонных элементов при большом их количестве и существенном усложнении монтажа делает целесообразным

применение при диаметре 12 м и более монолитных железобетонных силосов. При выполнении стен силосов в монолитном железобетоне их следует возводить в скользящей или приставной опалубке.

7.3.11 В проектах должны предусматриваться мероприятия, обеспечивающие защиту стыков сборных элементов от проникания атмосферных осадков и пыления мелкодисперсных хранимых материалов.

7.3.12 Внутренние поверхности стен и днища силосов не должны иметь выступающих горизонтальных ребер и впадин.

7.3.13 Днища силосов в зависимости от диаметра силоса и хранимого материала следует проектировать в виде железобетонной плиты со стальной полуворонкой и бетонной забуткой или в виде железобетонной или стальной воронки на все сечения силоса.

7.3.14 Стены и днища силосов для абразивных и кусковых материалов следует защищать от истирания и разрушения при загрузке.

Материал для защиты стен и днища силосов следует выбирать в зависимости от физико-механических свойств хранимого материала. При проектировании силосов необходимо учитывать также химическую агрессию хранимого материала и воздушной среды.

7.3.15 При применении для загрузки силосов трубопроводного контейнерного пневматического транспорта на надсилосном перекрытии следует предусматривать предохранительные клапаны для предупреждения возникновения избыточного давления в силосах.

7.3.16 Надсилосные перекрытия следует проектировать, применяя сборные железобетонные плиты по сборным железобетонным или стальным балкам, а также листы профилированного настила по стальным балкам. Для силосов со стальными стенами перекрытия применяют из стальных элементов.

7.3.17 Покрытия отдельно стоящих круглых силосов при отсутствии надсилосного помещения, а также силосов диаметром более 12 м допускается проектировать в виде оболочек.

7.3.18 Надсилосные помещения и конвейерные галереи следует проектировать, применяя облегченные стеновые ограждения из негорючих материалов. Допускается также применение сборных железобетонных конструкций.

7.3.19 Наружные стены неотапливаемых подсилосных помещений следует проектировать, как правило, применяя железобетонные сборные панели. Стены отапливаемых помещений в подсилосной части должны проектироваться панельными или кирпичными.

7.3.20 При проектировании соединительных галерей между силосами или между силосными корпусами следует учитывать относительные смещения силосов или силосных корпусов, вызываемые неравномерными осадками и кренами.

7.3.21 Фундаменты отдельно стоящих силосов и силосных корпусов следует проектировать в виде монолитных железобетонных безбалочных плит. На скальных и крупнообломочных грунтах допускается принимать фундаменты отдельно стоящие, ленточные или кольцевые, монолитные или сборные.

Свайные фундаменты следует предусматривать, если расчетные деформации естественного основания превышают предельные или не обеспечивается его устойчивость, а также при наличии просадочных грунтов и в других случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании.

7.3.22 Конструкции силосов необходимо рассчитывать на нагрузки и воздействия в соответствии с требованиями СН РК EN 1991. При расчете силосов должны быть также учтены следующие нагрузки и воздействия:

- временные длительные - от веса сыпучих материалов, части горизонтального давления и трения сыпучих материалов о стены силосов, веса технологического оборудования [не менее 2 кПа ( $200 \text{ кгс/м}^2$ )], усадки и ползучести бетона, крена и неравномерных осадок;

- кратковременные - возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже сборных конструкций, при изменении температур наружного воздуха, от части горизонтального неравномерного давления сыпучих материалов, от давления воздуха, нагнетаемого в силос, при активной вентиляции и гомогенизации;

- особые - от давления, развиваемого при взрыве.

7.3.23 Аэродинамические коэффициенты при расчете силосов на ветровые нагрузки принимаются в соответствии с СН РК EN 1991.

Аэродинамические коэффициенты общего лобового сопротивления силосов при расчете нижней зоны силосов (колонн и фундаментов) допускается принимать: для одиночных силосов, расположенных от других на расстоянии, большем 3 диаметров силосов (по центрам),  $c = 0,7$ ; при меньшем расстоянии  $c = 1,3$ ; для сблокированных силосов  $c = 1,4$ .

7.3.24 Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для собственного веса конструкций, полезной нагрузки на перекрытиях, снеговой и ветровой нагрузок принимаются:

- для горизонтальных и вертикальных давлений сыпучих материалов  $\gamma_f = 1,3$ ;
- для температурных воздействий и для давления воздуха в силосе  $\gamma_f = 1,1$ .

7.3.25 При расчете на сжатие нижней зоны силосов (колонн подсилосного этажа и фундаментов) расчетная нагрузка от веса сыпучих материалов умножается на коэффициент 0,9.

7.3.26 Стены круглых силосов диаметром до 12 м включительно, квадратных и многогранных силосов кроме расчета на прочность следует рассчитывать на выносливость с коэффициентами асимметрии цикла  $p_s$  и  $p_b$ :

- в стенах с предварительным напряжением  $p_s = 0,85$ ;
- в ненапряженных стенах  $p_s = p_b = 0,7$ .

7.3.27 Силосы, загружаемые горячим сыпучим материалом (с температурой выше  $100^\circ\text{C}$  на контакте с бетоном), должны быть рассчитаны с учетом кратковременного и длительного действия температуры по предельным состояниям первой и второй групп.

7.3.28 Для смесительных силосов с образованием кипящего слоя (гомогенизация) нормативное давление на днище и стены (в пределах высоты кипящего слоя) от сыпучего материала и сжатого воздуха определяется как равномерное по площади днища и периметру стен гидростатическое давление жидкости силоса с удельным весом, равным

0,6γ, с учетом повышения уровня сыпучего материала в процессе гомогенизации. В расчете учитывается большее из давлений, вычисленных без гомогенизации или с ее учетом.

При нагнетании воздуха без образования кипящего слоя избыточное давление воздуха учитывается в сочетании с давлением сыпучего материала.

7.3.29 При внецентренной загрузке и разгрузке силоса диаметром 12 м и более его стены следует проверять на действие несимметричного давления сыпучего материала.

7.3.30 Предельная ширина раскрытия вертикальных трещин в стенах железобетонных силосов определяется по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке, при этом принимается  $\delta = 1,2$  для круглых и  $\delta = 1$  для квадратных силосов.

7.3.31 Прогиб от временных длительных нормативных нагрузок для стен квадратных и многогранных силосов не должен превышать  $1/200$  пролета в осях стен.

7.3.32 Нормативное горизонтальное давление сыпучего материала  $P_h^n$  на стены силоса следует принимать равномерно распределенным по периметру и определять по формуле

$$P_h^n = \frac{\gamma^n p}{f^n} \left( 1 - e^{-\lambda f^n \frac{z}{p}} \right), \quad (41)$$

где  $\gamma^n, f^n$  - удельный вес и коэффициент трения сыпучего материала;

$p = \frac{A}{u}$  - гидравлический радиус сечения ( $A$  и  $u$  - площадь и периметр поперечного сечения силоса);

$e$  - основание натуральных логарифмов;

$\lambda = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^n}{2} \right)$  - коэффициент бокового давления сыпучего материала;

$\varphi^n$  - угол внутреннего трения сыпучего материала;

$z$  - расстояние от верха засыпки материала.

7.3.33 Нормативное вертикальное давление сыпучего материала определяется по формуле

$$P_v^n = \frac{P_h^n}{\lambda}. \quad (42)$$

7.3.34 Полное нормативное (длительное и кратковременное) горизонтальное давление сыпучего материала на стены силосов следует определять по формуле

$$P_{h0}^n = a P_h^n, \quad (43)$$



где  $a$  - коэффициент, приведенный в таблице 9 и учитывающий дополнительные давления при заполнении и опорожнении силосов, обрушении сыпучего материала и при работе систем пневматического выпуска.

7.3.35 Кратковременная часть полного горизонтального давления

$$p_{h1}^n = p_h^n (a - 1). \quad (44)$$

**Таблица 9-Коэффициент, учитывающий дополнительные давления при заполнении и опорожнении силосов**

Конструкция силосов и их элементов	Коэффициенты		$\underline{a}$
	$a$	$\gamma_c$	$\gamma_c$
<b>I. При расчете горизонтальной арматуры стен</b>			
1. Отдельно стоящего круглого железобетонного силоса	2	1	2
2. Железобетонного силосного корпуса с рядовым расположением круглых силосов:			
Наружных	2	1	2
Внутренних	2	2	1
3. Железобетонного силосного корпуса с квадратными силосами со сторонами до 4 м:			
Наружными	2	1,65	1,2
Внутренними	2	2	1
<b>II. При расчете конструкций плиты и балок днища и воронки</b>			
4. Плиты днища без забутки, балок днища, железобетонной воронки силоса	2	1,3	1,5
5. Плиты днища с забуткой при наибольшей высоте забутки 1,5 м* и более	2	2	1
6. Стальной воронки и стальных кольцевых балок в железобетонном или стальном силосе	2	0,8	2,5
7. Узлов креплений стальной воронки к кольцевым балкам и стенам железобетонного или стального силоса	1,5	0,8	2,5
<p>* При высоте забутки <math>h &lt; 1,5</math> м значение коэффициента <math>\gamma_c</math> определяется по интерполяции между 1,3 и 2 по формуле</p> $\gamma_c = 1,3 + 0,47 h.$ <p>ПРИМЕЧАНИЕ 1. При расчете стен стального силоса коэффициенты <math>\gamma_c</math> умножаются на 0,8.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2. При расчете стен силоса для угля коэффициенты <math>a</math> и <math>\gamma_c</math> принимаются равными 1.</p>			

7.3.36 Нормативное вертикальное давление сыпучего материала  $P_f^n$ , передающееся на стены силоса силами трения, определяется по формуле

$$P_f^n = f P_h^n. \quad (45)$$

7.3.37 Нормативное вертикальное давление сыпучего материала на днище силоса  $P_{v1}^n$  определяется по формуле

$$P_{v1}^n = a P_v^n, \quad (46)$$

но не более  $P_{v1}^n = \gamma z$ ,

где  $a$ ,  $P_v^n$  - определяются по пп. 13.34 и 13.35;

$\gamma$  - удельный вес засыпки над днищем;

$z$  - высота засыпки.

7.3.38 Вертикальное давление сыпучего материала в пределах наклонного днища или воронки силоса принимается постоянным, равным вычисленному для верха наклонного днища или воронки.

7.3.39 Круглые силосы следует рассчитывать на осевое растяжение силами

$$N = \frac{\gamma_f}{\gamma_c} a P_h^n \frac{d}{2}, \quad (47)$$

где  $N$  - расчетное растягивающее усилие;

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по п. 13.25;

$a$ ,  $\gamma_c$  - поправочный коэффициент и коэффициент условий работы, принимаемые по табл.11;

$d$  - внутренний диаметр силоса.

7.3.40 При расчете стен круглых силосов на центральное растяжение работа бетона не учитывается.

Стены квадратных и многогранных силосов следует рассчитывать на внецентренное растяжение. Осевое растягивающее усилие определяется по формуле (47), в которой  $d$  принимается равным размеру силоса в свету.

Изгибающие моменты определяются как для горизонтальной замкнутой рамы, нагруженной по периметру равномерным расчетным давлением сыпучего материала.

7.3.41 Коэффициенты условий работы при расчетах стен силосов следует определять в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке, принимая для стен силосов, возводимых в скользящей опалубке, коэффициент условий работы бетона  $\gamma_b = 0,75$ , при этом коэффициент  $\gamma_{b2}$ , учитывающий длительность действия нагрузки, принимается равным 1.

7.3.42 Стены стальных круглых силосов рассчитываются на такие же сочетания нагрузок, что и стены железобетонных круглых силосов.

Дополнительно стены стальных силосов должны быть проверены на устойчивость с коэффициентом условий работы, равным 1.

На выносливость стальные стены допускается не рассчитывать.

7.3.43 Для стальных силосов следует учитывать воздействия от суточного изменения температуры наружного воздуха в виде дополнительного горизонтального нормативного давления сыпучего материала, считая его равномерно распределенным по периметру и по высоте, по формуле

$$p_{ht}^n = k_t \frac{\alpha_t T_1 E_m}{\frac{d}{2t} \cdot \frac{E_m}{E_c} + (1 - \nu)}, \quad (48)$$

где  $k_t$  - коэффициент, принимаемый равным 2;

$\alpha_t$  - коэффициент линейной температурной деформации материала стен из стали, равный  $1,2 \cdot 10^{-5}$ ;

$T_1$  - суточная амплитуда температуры наружного воздуха, принимается согласно нормативными документами, утвержденными в установленном порядке;

$E_m$  - модуль деформации сжатия сыпучего материала;

$d$  - внутренний радиус круглого силоса или сторона квадратного силоса;

$t$  - приведенная толщина стены по вертикальному сечению, м;

$E_c$  - модуль упругости материала стен;

$\nu$  - начальный коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) материала заполнения силоса.

7.3.44 Места изменения формы стального силоса, в частности зоны сопряжения цилиндрической части с конусной или с плоским днищем, а также места резкого изменения нагрузки должны быть проверены на дополнительные местные напряжения (краевой эффект) с коэффициентом условий работы, равным 1,4.

7.3.45 При симметричной разгрузке и загрузке сыпучего материала стены стальных силосов проверяются на прочность по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке с коэффициентом условий работы  $\gamma_c = 0,8$ .

7.3.46 В случае несимметричной загрузки или разгрузки сыпучих материалов стены стальных круглых силосов, не воспринимающие кольцевые изгибающие моменты, проверяются на устойчивость и прочность от воздействия кольцевых меридиональных и сдвигающих усилий, определяемых расчетом цилиндрической оболочки.

7.3.47 Стены монолитных железобетонных силосов следует проектировать из бетона класса не ниже В15, а сборные железобетонные элементы стен - из бетона класса не ниже В25.

Марку бетона по морозостойкости и водонепроницаемости следует принимать по таблице 1 п.4.8.

7.3.48 Расчет оснований сблокированных и отдельно стоящих силосов, возводимых на нескальных грунтах, должен производиться по предельным состояниям второй группы (по деформациям) в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

При расчете деформации оснований ветровая нагрузка включается в основное сочетание нагрузок.

7.3.49 При определении крена фундаментов корпусов в виде жестко сблокированных силосов на общей фундаментной плите в условиях отсутствия влияния соседних корпусов учитывается повышенный модуль деформации грунта. Повышение модуля деформации грунта обеспечивается предварительным обжатию грунта первичной равномерной загрузкой силосов длительностью не менее двух месяцев.

7.3.50 При определении давления на грунт под подошвой фундамента следует учитывать как случай полной загрузки силосов сыпучими материалами, так и случай разгрузки некоторых из силосов в количестве, создающем наиболее невыгодное сочетание нагрузок.

7.3.51 Колонны подсилосного этажа следует рассчитывать по схеме стоек, заделанных в фундамент, с учетом фактического заземления в днище силоса.

7.3.52 При расчете колонн должны учитываться дополнительные усилия изгиба и сжатия при наклоне корпуса (принимаемом равным 0,004) от неравномерной осадки, а также дополнительный изгибающий момент, вызываемый отклонением верха колонн и смещениями сборных плит днища и воронок в пределах допусков

7.3.53 Эвакуационные лестницы следует проектировать с шириной марша не менее 0,8 м и с уклоном не более 1:1. Наружные стальные маршевые лестницы, используемые для эвакуации людей, следует проектировать, как правило, шириной не менее 0,7 м с уклоном маршей не более 1:1, ограждением высотой 1,0 м и площадками, расположенными по высоте на расстоянии не более 8 м.

7.3.54 По периметру наружных стен силосных корпусов высотой до верха карниза более 10 м следует предусматривать на кровле решетчатые ограждения высотой не менее 0,6 м из несгораемых материалов.

7.3.55 При проектировании силосов для сыпучих материалов, пыль которых способна образовать при загрузке или разгрузке силосов взрывоопасные концентрации, должны предусматриваться мероприятия, исключающие возможность взрывов, а также предупреждающие появление электростатических разрядов.

#### **7.4 Угольные башни коксохимзаводов**

7.4.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании угольных башен коксохимзаводов, предназначенных для аккумуляции угольной шихты перед коксованием и ее погрузки в загрузочные вагоны для распределения по коксовым печам.

7.4.2 Объемно-планировочные решения угольных башен и их габаритные размеры должны обеспечивать возможность рациональной компоновки с коксовыми батареями и соответствующее строительному заданию взаимное расположение с подвижным технологическим оборудованием (коксовыталкивателями, двересъемочными машинами, тушилными и загрузочными вагонами).

Как правило, угольные башни должны быть прямоугольными в плане.

7.4.3 При проектировании нескольких угольных башен для одного предприятия их конфигурация и размеры горизонтального сечения должны быть, как правило, унифицированы.

7.4.4 Габариты угольных башен следует принимать по горизонтали кратными 0,3 м, по вертикали - кратными 0,6 м.

7.4.5 Свободные от технологического оборудования основного назначения объемы нижней зоны угольной башни допускается использовать для размещения вспомогательных помещений: электропунктов, вентиляционных установок, помещений КИП, служебно-бытовых помещений коксового блока и т.д.

7.4.6 Внутренние габариты в сквозной части угольной башни должны обеспечивать наличие:

- требуемых правилами безопасности зазоров между строительными и технологическими конструкциями, но не менее 0,1 м;
- проходов с обеих сторон загрузочного вагона шириной не менее 0,8 м и высотой не менее 2,1 м.

7.4.7 Размеры надъемкостной части угольной башни должны обеспечивать возможность размещения оборудования, предназначенного для распределения шихты по ячейкам емкостной части. При этом между оборудованием и строительными конструкциями должны предусматриваться проходы не менее 0,8 м.

7.4.8 При расчете угольных башен и их элементов должны быть учтены следующие нагрузки: собственный вес конструкций, нагрузки от стационарного оборудования и загрузочного вагона, давление материала заполнения емкостей, ветровая нагрузка, давление грунта, нагрузки, передаваемые примыкающими конструкциями.

В случае необходимости учитываются особые нагрузки и воздействия (сейсмические, влияние горных выработок и т. д.).

7.4.9 Наибольший прогиб стен емкостной части не должен превышать 1/200 меньшего пролета.

7.4.10 Расчетное горизонтальное давление материала заполнения на стены емкостной части следует определять в зависимости от соотношения геометрических размеров как для прямоугольного силоса или бункера.

Удельный вес угольной шихты и угол ее внутреннего трения следует принимать по технологическому заданию на проектирование угольной башни, но не менее  $\gamma'' = 8,5 \text{ кН/м}^3$  ( $0,85 \text{ тс/м}^3$ ), а угол внутреннего трения - не более  $\varphi'' = 40^\circ$ .

7.4.11 При расчете стен емкостной части необходимо рассматривать следующие сочетания нагрузок:

- все емкости заполнены, на одну из стен действует отрицательное давление ветра как на подветренную вертикальную поверхность;
- емкости не заполнены, на стену действует положительное давление ветра как на наветренную вертикальную поверхность;
- заполнена одна из емкостей (для расчета внутренней поперечной стены).

7.4.12 Угольную башню следует рассчитывать как пространственную систему с учетом физической, а для стен в зоне проезда загрузочного вагона - и его геометрической нелинейности (по деформированной схеме с учетом невыгодных для конструкций

отклонений от вертикали в пределах, допускаемых строительными нормами на производство работ).

7.4.13 Допускается выполнять расчет стен угольной башни, расчленив ее на отдельные элементы продольные и поперечные стены емкостной части, продольные стены в зоне проезда загрузочного вагона, нижнюю зону стен.

При расчете поперечных стен емкостной части следует учитывать наличие проемов для проезда загрузочного вагона, превращающих эти стены при поэлементном расчете в балки-стенки.

7.4.14 При поэлементном расчете стен расчетную схему стен сквозной части следует принимать в виде однопролетной одноэтажной рамы с абсолютно жестким ригелем и защемленными стойками с учетом отклонения их от вертикали в соответствии с действующими допусками на бетонирование стен в подвижной опалубке. При этом горизонтальное поперечное смещение верха проема  $a_h$  для проезда загрузочного вагона по отношению к низу этого проема

$$a_h = 1,2\eta a, \quad (49)$$

где  $a$  - допускаемое горизонтальное смещение, соответствующее высоте стены, равной высоте проема для проезда загрузочного вагона;

$\eta$  - коэффициент увеличения эксцентриситета, принимаемый по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

7.4.15 В угольных башнях должен быть предусмотрен грузопассажирский лифт до надъемкостной части.

7.4.16 В помещениях угольной башни необходимо предусматривать пожарно-питьевой водопровод.

## 8 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ НАДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 8.1 Этажерки и площадки

8.1.1 Рекомендуется проектировать этажерки с таким расчетом, чтобы площади перекрытий использовались, как правило, не менее чем на 70-80 % (в используемую площадь должны включаться площадь оборудования в плане с добавлением вокруг него площади, обеспечивающей проход шириной не менее 1,0 м при постоянном обслуживании оборудования и 0,8 м при его периодическом обслуживании, а также площади монтажных площадок, монтажных проемов и лестниц).

8.1.2 Проектировать этажерки следует с сетками колонн 6×6, 9×6, 12×6 м (шаг колонн 6 м). Высота ярусов этажерок выбирается исходя из технологических требований.

Отметки площадок должны быть кратными 0,6 м.

8.1.3 Конструкции этажерок и площадок (колонны, балки, перекрытия) следует проектировать из сборного железобетона, из стальных профилей, листов и профилированного настила.

При производстве с технологическими процессами, изменяющимися не реже чем через пять лет, конструкции этажерок проектируются, как правило, стальными.

8.1.4 В стальных этажерках, для которых требуется обетонирование их элементов, бетон должен включаться в совместную работу с каркасом.

8.1.5 Этажерки, на которых размещается оборудование, вызывающее вибрации, как правило, не должны соединяться с каркасом здания, а оборудование на них следует устанавливать на виброизоляторах.

8.1.6 По наружному периметру этажерок и площадок, открытых проемов в перекрытиях, лестниц и площадок лестниц (в том числе площадок на колонных аппаратах) необходимо предусматривать ограждения высотой 1 м.

Нижняя часть ограждения должна иметь сплошной борт высотой 0,14 м.

## **8.2 Открытые крановые эстакады**

8.2.1 Открытые крановые эстакады предназначены для обслуживания складов и производств, которые располагаются на открытых площадках и требуют подъемно-транспортного оборудования в виде мостовых кранов и при которых не могут быть применены подвижные козловые краны.

8.2.2 Крановые эстакады открытого типа могут быть оборудованы мостовыми электрическими опорными и специальными (магнитными, грейферными, магнитно-грейферными) кранами, изготавливаемыми по межгосударственным и государственным стандартам и техническими условиями машиностроительных заводов.

8.2.3 Открытые крановые эстакады должны проектироваться в соответствии с СН РК 3.02-28, пролеты с шагом колонн 12 м. При соответствующем обосновании допускается назначать другой шаг колонн, кратный 6 м.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Пролеты кранов принимаются на 1,5 м меньше пролета эстакады, а при наличии поперечных распорок выше кранового габарита - на 2 м меньше пролета эстакады.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. При реконструкции размеры пролетов и высот допускается принимать в соответствии с размерами пролетов и высот реконструируемых эстакад или примыкающих к ним зданий.

ПРИМЕЧАНИЕ 3. При необходимости параметры открытых крановых эстакад принимаются по согласованию с заводом-изготовителем кранов.

8.2.4 Открытые крановые эстакады следует проектировать 2-х типов: однопролетными и многопролетными.

В многопролетной эстакаде допускается применение различных размеров пролетов.

8.2.5 Открытые крановые эстакады допускается проектировать примыкающими к торцам неотапливаемых зданий с выходом мостовых кранов из зданий на эстакады, при этом в местах примыкания следует совмещать:

- продольные разбивочные оси колонн эстакад и зданий;
- фундаменты колонн эстакад и зданий, если это допускается конструктивными решениями.

При размещении открытых крановых эстакад, пристраиваемых к продольным стенам зданий, сток воды с крыши здания на подкрановые пути, троллеи и обслуживающие площадки не допускается.

8.2.6 Открытые крановые эстакады следует располагать на горизонтальной площадке, при этом должен предусматриваться отвод атмосферных вод с площадки за счет устройства местных уклонов.

8.2.7 На площадке крановой эстакады допускается прокладка автомобильных и железнодорожных путей вдоль и поперек эстакады.

В случае устройства на площадке эстакады железнодорожных путей мостовой кран должен быть оборудован кабиной управления так, чтобы из кабины обеспечивался обзор погрузки и разгрузки, в том числе пола полувагона.

8.2.8 Открытые крановые эстакады следует проектировать со свободно стоящими (в поперечном направлении) колоннами.

Эстакады с колоннами, раскрепленными выше габарита крана жесткими поперечными конструкциями, допускается принимать в случаях неравномерных деформаций основания или при нормативной нагрузке на пол эстакады более 0,2 МПа (20 тс/м<sup>2</sup>). При этом следует обеспечивать габариты приближения кранов к строительным конструкциям, предусмотренные «Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

В продольном направлении устойчивость эстакады рекомендуется обеспечивать подкрановыми балками и вертикальными связями, устанавливаемыми в каждом температурном блоке.

8.2.9 Расчетную схему эстакады следует принимать в виде отдельно стоящих продольных рядов колонн, жестко соединенных с фундаментами в уровне их обреза и шарнирно-соединенных в пределах температурного блока с подкрановыми балками и вертикальными связями.

Для эстакад с распорками расчетную схему следует принимать в виде поперечной рамы, включающей колонны и распорки.

ПРИМЕЧАНИЕ. Связь противостоящих рядов несущих конструкций мостом крана расчетом не учитывается.

8.2.10 При проектировании рекомендуется учитывать деформации оснований смежных колонн открытых крановых эстакад.

При этом нагрузка на пол эстакады от веса складироваемых или перерабатываемых материалов, изделий и т. п. составляет более 0,05 МПа (5,0 тс/м<sup>2</sup>) или вблизи эстакады расположены здания и сооружения, у которых активная зона деформируемого грунта под фундаментами накладывается не активную зону под фундаментами колонн эстакады, то деформации основания не должны вызывать дополнительной разности отметок головок подкрановых рельсов на соседних колоннах (вдоль и поперек эстакады) больше, чем на 20 мм, и изменение расстояния между крановыми рельсами больше, чем на 10 мм.

### **8.3 Отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы**

8.3.1 Расстояние между отдельно стоящими опорами под трубопроводы надлежит назначать, исходя из расчета труб на прочность и жесткость и принимать, как правило, кратным 3 м и не менее 6 м.



Допускается назначать шаг опор других размеров в местах подхода трассы к зданиям и сооружениям, а также в местах пересечения с автомобильными, железными дорогами и другими коммуникациями.

8.3.2 Отдельно стоящие опоры и эстакады следует, как правило, проектировать из сборных унифицированных железобетонных конструкций с предварительно напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Допускается применение стальных конструкций в соответствии с ТП 101.

8.3.3 На эстакадах необходимо предусматривать проходные мостики для обслуживания трубопроводов, если это требуется по условиям эксплуатации.

8.3.4 Железобетонные опоры допускается проектировать: заземленными в отдельные фундаменты; в виде свай-колонн и свай-колонн, объединенных в плоские или пространственные системы; в виде колонн, установленных на ленточные односвайные фундаменты с использованием квадратных железобетонных свай, буронабивных свай или свай-оболочек.

Опоры технологических трубопроводов могут иметь железобетонные сборные и монолитные фундаменты, применяемые для колонн одноэтажных промышленных зданий.

8.3.5 Продольную устойчивость отдельно стоящих опор и эстакад надлежит обеспечивать устройством анкерных опор с установкой отдельной анкерной опоры в каждом температурном блоке.

Эстакады с железобетонными опорами следует, как правило, проектировать без анкерных опор. В этом случае горизонтальные нагрузки на температурный блок, действующие вдоль трассы, следует передавать на все опоры.

8.3.6 Температурные швы эстакад следует совмещать с компенсаторными устройствами трубопроводов, при этом необходимо предусматривать наибольшую возможную длину температурных блоков.

8.3.7 Нормативная нагрузка от веса людей и ремонтных материалов на площадках, мостиках и лестницах принимается равномерно распределенной, равной 0,75 кПа (75 кгс/м<sup>2</sup>).

Нагрузку от веса отложений производственной пыли следует учитывать только для трубопроводов и обслуживающих площадок, расположенных на расстоянии не более 100 м от источника выделения пыли, и принимать равной:

- для обслуживающих площадок и элементов пролетного строения - 1 кПа (100 кгс/м<sup>2</sup>);
- для трубопроводов - 0,45 кПа (45 кгс/м<sup>2</sup>) горизонтальной проекции трубопроводов.

При этом коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать: от веса людей и ремонтных материалов - 1,4; от веса отложений производственной пыли - 1,2.

8.3.8 Расчет строительных конструкций отдельно стоящих опор и эстакад следует производить как плоских конструкций. При необходимости проведения уточненных расчетов и учета дополнительных факторов расчет строительных конструкций отдельно стоящих опор и эстакад следует производить как пространственных систем с учетом их совместной работы с трубопроводами.

8.3.9 При прокладке трубопроводов на эстакаде продольная горизонтальная нагрузка от сил трения в подвижных опорных частях труб воспринимается пролетным строением и анкерными опорами и на промежуточные опоры не передается.

8.3.10 Нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на опоры и эстакады должна приниматься как сумма вертикальных нагрузок от всех трубопроводов.

Расчетная сила трения одного трубопровода на опоре определяется умножением расчетной вертикальной нагрузки от этого трубопровода на коэффициент трения, принимаемый равным в опорных частях «сталь по стали»: в скользящих - 0,3; в катковых вдоль оси трубопровода - 0,1; не вдоль оси - 0,3; в шариковых - 0,1.

8.3.11 При отсутствии уточненной раскладки трубопроводов значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины траверсы  $p$  отдельно стоящих опор и эстакад следует определять по формуле

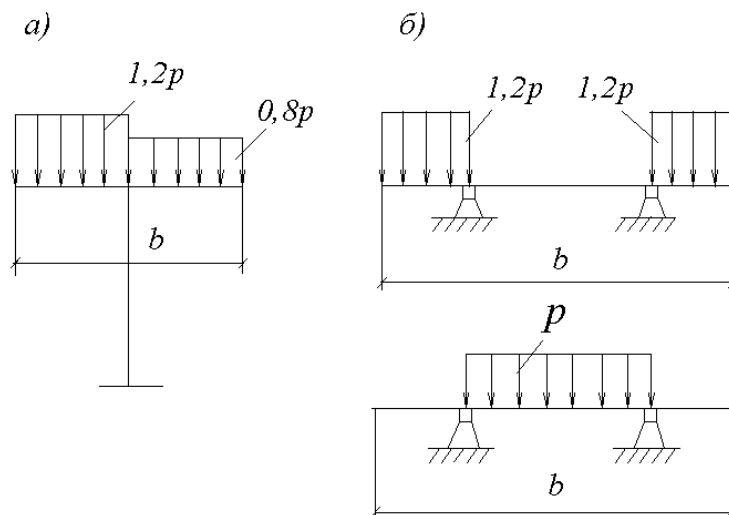
$$p = qa/b, \quad (51)$$

где  $q$  - вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы;

$a$  - шаг траверс;

$b$  - длина траверсы.

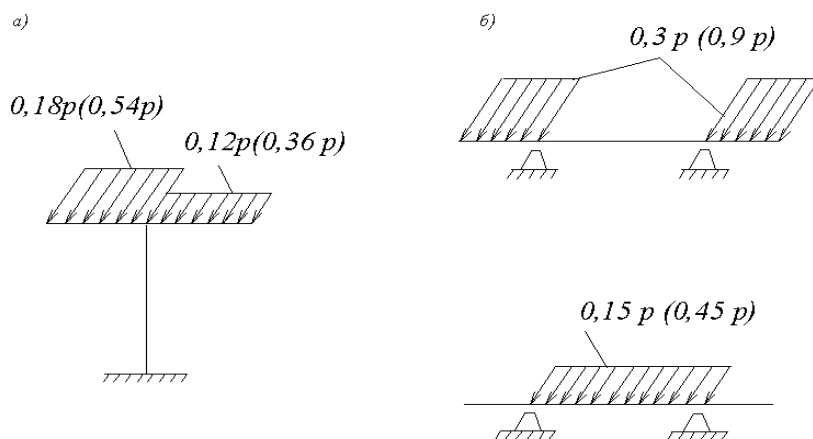
Распределение этой нагрузки по длине траверсы следует принимать по рисунку 8.



**Рисунок 8-Распределение интенсивности вертикальной нагрузки при расчете траверс отдельно стоящих опор и эстакад**

$a$  - схема распределения нагрузки для одностоечных опор;  $b$  - то же, для двухстоечных опор и эстакад

Нормативное значение интенсивности горизонтальной нагрузки на единицу длины траверсы отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов определяется согласно рисунку 9. При этом коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным 1,1.



**Рисунок 9-Распределение интенсивности горизонтальной нагрузки при расчете траверс отдельно стоящих опор и эстакад**

*а* - схема распределения нагрузки для одностоечных опор; *б* - то же, для двухстоечных опор и эстакад

**ПРИМЕЧАНИЕ** В скобках приведены значения нагрузки при неподвижном опирании трубопроводов на траверсу.

8.3.12 При отсутствии уточненной раскладки трубопроводов по ярусам для многоярусных отдельно стоящих опор и эстакад распределение вертикальной и горизонтальной нагрузок следует принимать:

- в двухъярусных опорах и эстакадах: на верхний ярус - 60 %, на нижний ярус - 40 %, в трехъярусных опорах и эстакадах: на верхний ярус - 40 %, на средний ярус - 30 %, на нижний ярус - 30 %.

8.3.13 Нормативные нагрузки для расчета колонн и фундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов следует принимать:

- вертикальную и горизонтальную технологическую нагрузки вдоль трассы на промежуточную опору - согласно рисунку 10;

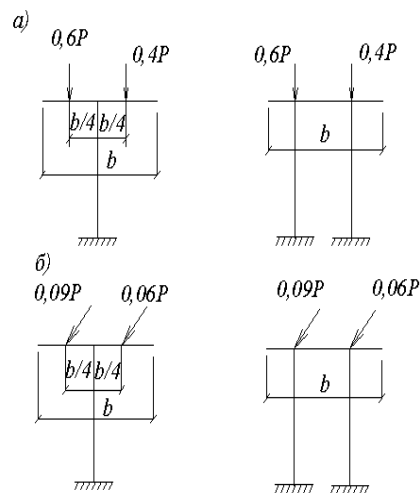
- горизонтальную технологическую нагрузку вдоль трассы на анкерную промежуточную опору, установленную в середине температурного блока -  $(0,03l + 2)q$ ;

- горизонтальную технологическую нагрузку вдоль трассы на концевую опору -  $(0,15l + 4)q$ ;

- горизонтальную нагрузку поперек трассы от отводов трубопроводов на промежуточную опору -  $1,5q$ ,

здесь  $l$  – максимальное расстояние от анкерной опоры до конца температурного блока, м;

$q$  - нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы.



**Рисунок 10-Распределение нагрузки при расчете колонн и фундаментов промежуточных отдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы**

*а* - схема распределения вертикальной нагрузки;

*б* - то же, горизонтальной нагрузки;

$P = pb$  - нормативная вертикальная нагрузка на опору или на соответствующий ярус опоры, где  $p$  - нормативное значение интенсивности вертикальной нагрузки на траверсу, определяемое по формуле (51)

8.3.14 При заданной раскладке трубопроводов расчетная горизонтальная технологическая нагрузка вдоль трассы на промежуточные отдельно стоящие опоры, действующая в местах подвижного опирания трубопроводов, должна определяться следующим образом:

а) при прокладке одного трубопровода горизонтальная технологическая нагрузка на траверсы, колонны и фундаменты принимается равной расчетному значению соответствующей силы трения и считается приложенной в месте его опирания (применительно к тепловым водяным сетям вместо каждого отдельного трубопровода принимается одна система: подающий и обратный трубопроводы);

б) при прокладке от двух до четырех трубопроводов горизонтальная технологическая нагрузка на траверсы, колонны и фундаменты учитывается только от двух наиболее неблагоприятно влияющих трубопроводов. Значение каждой из горизонтальных нагрузок принимается равным расчетному значению соответствующей силы трения, приложенной в местах опирания трубопроводов;

в) при прокладке более четырех трубопроводов по отдельно стоящим опорам, когда жесткость опоры не превышает 600 кН/см (60 тс/см), и распределение вертикальной нагрузки находится в пределах, указанных на рисунке 9, расчетную горизонтальную нагрузку, передающуюся с траверсы на наиболее нагруженную колонну и фундамент, следует определять как произведение суммы расчетных значений сил трения от каждого трубопровода на коэффициент одновременности, значение которого принимается по таблице 10 (при определении горизонтального усилия, действующего в уровне верхних

граней траверс двухъярусных опор, учитывается только то число трубопроводов, которые опираются на траверсу второго яруса, а в уровне нижнего яруса - по подп. «г»).

**Таблица 10- Коэффициенты одновременности**

Общее число трубопроводов на траверсе	5	6	7	8	9	10
Коэффициенты одновременности	0,25	0,2	0,15	0,12	0,09	0,05

ПРИМЕЧАНИЕ 1. При числе трубопроводов, большем 10, рассматриваемое усилие учитывается только от 10 наиболее неблагоприятных для расчета трубопроводов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Рекомендуемые коэффициенты одновременности не распространяются на случаи, когда на отдельно стоящих опорах находятся лишь неизолированные трубопроводы.

ПРИМЕЧАНИЕ 3. Под жесткостью опоры понимается горизонтальная сила (кН), приложенная к верху опоры и вызывающая его смещение на 1 см.

г) при прокладке более четырех трубопроводов расчетная горизонтальная нагрузка на траверсы, а также колонны и фундаменты опор, к которым не могут быть применены условия подп. «в», учитывается либо от двух трубопроводов, как в подп. «б», либо от всех трубопроводов. В последнем случае расчетная горизонтальная нагрузка от каждого трубопровода принимается равной произведению расчетного значения соответствующей силы трения на коэффициент, равный 0,5; распределение ее по поперечному сечению трассы принимается согласно рисунку 10, б. Из двух найденных указанными способами нагрузок принимается наиболее неблагоприятная.

8.3.15 При заданной раскладке трубопроводов расчетная горизонтальная технологическая нагрузка вдоль трассы на концевые анкерные отдельно стоящие опоры определяется исходя из усилий, действующих по одну сторону от анкерной опоры, и складывается из суммы усилий в компенсаторах, суммы горизонтальных нагрузок от промежуточных опор, расположенных на участке от оси компенсатора до анкерной опоры, суммы неуравновешенных осевых усилий, вызванных действием внутреннего давления на запорные устройства.

Нагрузка на промежуточные анкерные отдельно стоящие опоры определяется как разность указанных выше нагрузок, действующих в противоположных направлениях справа и слева от анкерной опоры. При этом меньшую (вычитаемую) нагрузку следует умножить на коэффициент 0,8 (при равенстве противоположно направленных нагрузок учитываемая в расчете нагрузка должна приниматься равной 0,2 всей нагрузки, действующей с одной стороны).

8.3.16 Промежуточные отдельно стоящие опоры, расположенные под П-образными компенсаторами на расстоянии не более  $40d$  ( $d$  - внутренний диаметр наибольшего трубопровода) от угла поворота трубопровода, при подвижном опирании трубопровода должны быть рассчитаны на горизонтальную нагрузку, направленную под углом к оси трассы. При этом расчетная величина нагрузки принимается такой же, как при расчете вдоль трассы, а угол ее направления к оси трубопроводов принимается равным  $45^\circ$  при скользящих опорных частях и  $70^\circ$  при катковых опорных частях. Для опор,

расположенных под «спинкой» П-образного компенсатора, указанный выше угол следует отсчитывать от оси, нормальной к оси трубопровода.

8.3.17 Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку на эстакаду вдоль трассы при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов следует принимать: при расчете опор концевой (углового) температурного блока -  $4q$ ; при расчете опор промежуточного блока -  $2q$ .

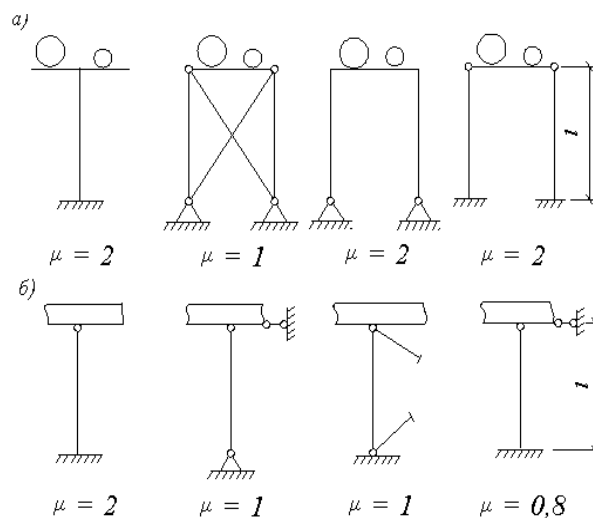
Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку от каждого поперечного ответвления трубопроводов на опору, ближайшую к ответвлению, следует принимать в зависимости от вертикальной нагрузки  $q$  на основную трассу. При  $q < 50$  кН/м,  $q = 50 - 100$  кН/м,  $q > 100$  кН/м поперечная нагрузка от ответвлений трубопроводов принимается соответственно равной  $q$ ,  $0,8q$ ,  $0,5q$ .

8.3.18 Расчетные длины колонн отдельно стоящих опор при проверке устойчивости допускается определять по рисунку 11.

8.3.19 Величины предельных вертикальных и горизонтальных прогибов конструкций опор и эстакад устанавливаются технологическими требованиями и не должны превышать  $1/150$  пролета и  $1/75$  вылета консоли.

8.3.20 Определение размеров подошвы отдельных фундаментов допускается производить, принимая величину зоны отрыва равной  $0,33$  полной площади фундамента.

Наибольшее давление на грунт под краем подошвы не должно превышать при действии изгибающего момента в одном направлении  $1,2R$ , а при действии изгибающих моментов в двух направлениях -  $1,5R$ , где  $R$  - расчетное давление на грунт.



**Рисунок 11-Значения коэффициентов для определения расчетных длин  $l_0 = \mu l$  колонн опор**

а - в плоскости, перпендикулярной оси трубопроводов;

б - в плоскости оси трубопроводов

8.3.21 Расчет опор с применением колонн, установленных на односвайные фундаменты из свай-оболочек и буронабивных свай, свай-колонн на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок производится в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. При этом

предельная величина горизонтального перемещения верха опоры устанавливается заданием на проектирование, а при отсутствии специальных указаний принимается равной  $1/75$  расстояния от верха опоры до поверхности грунта.

При проверке прочности расчетную длину свай-колонн следует определять, рассматривая сваю как жестко защемленную в сечении, на расстоянии от поверхности земли, определяемом в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Расчетную длину колонн, установленных на односвайные фундаменты из свай-оболочек и буронабивных свай, допускается принимать, рассматривая колонну как жестко защемленную в уровне поверхности грунта.

#### **8.4 Галереи и эстакады**

8.4.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании наружных конвейерных (непрерывных и с перегрузочными узлами), пешеходных, кабельных, комбинированных галерей и эстакад.

8.4.2 Расстояния между осями опор галерей и эстакад следует принимать равными 12, 18, 24 и 30 м. Допускается при обосновании принимать эти расстояния равными 6 и 9 м, а также 36 м и более, кратными 3 м.

Указанные расстояния для наклонных участков надлежит принимать по наклону.

#### **8.5 Конвейерные и пешеходные галереи и эстакады**

8.5.1 Внутренние размеры галерей и эстакад следует назначать в соответствии с ГОСТ 12.2.022.

Ширина галерей должна быть кратной 0,6 м.

Ленточные конвейеры, как правило, должны быть подвесными для удобства уборки просыпи.

8.5.2 Значение нормативной нагрузки от веса просыпи, людей и ремонтных материалов для расчета конструкций конвейерных галерей принимается по таблице 11.

Коэффициенты надежности по нагрузке принимаются в соответствии с СН РК EN 1991.

8.5.3 В местах примыкания галерей к перегрузочным узлам и зданиям при наличии перепада высот нагрузки от снега и отложений производственной пыли следует принимать действующими одновременно и расположенными на площади квадрата со стороной, равной ширине галереи, с коэффициентом перехода от веса снегового покрова на галерею к снеговой нагрузке на площади квадрата  $\mu = 2$ .

Все нагрузки относятся к кратковременным.

Здесь  $q$  - погонная масса роликоопор, кН/м (тс/м);

$\gamma^n$  - нормативный удельный вес насыпного груза на ленте, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>);

$B$  - суммарная ширина лент конвейеров, м;

$b$  - общая ширина проходов, м.

Таблица 11- Вид, значение и единицы измерения нагрузок

Элементы пролетного строения	Вид нагрузки	Единица измерения	Значение нагрузки
1. Основные продольные конструкции пролетного строения	От веса ремонтных материалов и людей	кН/м (тс/м)	$1,5q$ , но не менее $1,5\text{ кН/м}^2$ ( $0,15\text{ тс/м}^2$ )
	Дополнительная нагрузка от веса просыпи	то же	$0,15 \gamma^n B$
2. Элементы пола и перекрытия	От веса просыпи, ремонтных материалов и людей	$\text{кН/м}^2$ ( $\text{тс/м}^2$ )	$0,12 \gamma^n$ , но не менее $1,5 \text{ кН/м}^2$ ( $0,15 \text{ тс/м}^2$ )

8.5.4 В галереях, предназначенных для транспортирования абразивных сыпучих материалов (руд черных и цветных металлов, кокса, песка, щебня), покрытия полов рекомендуется проектировать устойчивыми против абразивного воздействия шлама при гидросмыве пыли и просыпи, например полимербетонные из плотных бетонов высоких марок на заполнителях из высокопрочных инертных материалов. Лоток следует, как правило, облицовывать абразивоустойчивым материалом.

8.5.5 Выходы из галерей допускается совмещать с перегрузочными узлами. В свободных объемах перегрузочных узлов допускается размещать вспомогательные помещения, предназначенные для рабочих данного перегрузочного узла.

Для помещений перегрузочных узлов площадью до  $300 \text{ м}^2$ , в которых работает не более 5 чел. в смену, допускается предусматривать один эвакуационный выход на наружную маршевую стальную лестницу с уклоном не более 1:1, шириной не менее 0,7 м. Ограждающие конструкции лестницы должны быть несгораемыми.

## 8.6 Кабельные и комбинированные галереи и эстакады

Требования к проектированию кабельных и комбинированных галерей и эстакад изложены в документе СН РК 3.02-28.

## 8.7 Разгрузочные железнодорожные эстакады

8.7.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании эстакад под железную дорогу колеи 1520 мм, предназначенных для разгрузки из вагонов сыпучих материалов СН РК 3.03-14, ГОСТ 9238.

8.7.2 Допускается при технико-экономическом обосновании расположение эстакады на кривых участках железнодорожного пути в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Следует обеспечивать водоотвод и в необходимых случаях предусматривать твердое покрытие в зоне первичного штабеля.



8.7.3 Высоту эстакады (расстояние от головки рельсов на эстакаде до планировочной отметки земли) следует принимать равной 1,8, 3, 6, 9 м. Допускается принимать и другую высоту, если это обуславливается местными условиями строительства и заданным объемом разгружаемого сыпучего материала.

8.7.4 Эстакады высотой до 3 м следует, как правило, проектировать из железобетонных блоков или подпорных стен, располагаемых с обеих сторон железнодорожного пути и связанных между собой, с заполнением пространства между ними утрамбованным дренирующим материалом.

Эстакады высотой более 3 м следует проектировать балочной конструкции с железобетонными монолитными или сборными опорами с шагом 12 м и стальными или сборными предварительно напряженными железобетонными пролетными строениями.

8.7.5 Эстакады надлежит рассчитывать в соответствии с DIN 107, СН РК 3.03-12 на следующие временные нагрузки:

- нормативную временную вертикальную нагрузку. Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава следует определять в зависимости от расчетной скорости движения по эстакаде;

- при обращении и разгрузке на эстакаде вагонов-самосвалов дополнительно следует производить расчет на нагрузку от вагонов-самосвалов в момент разгрузки, принимая нормативное значение вертикального давления на упорный рельс 80 %, а на рельс, противоположный направлению выгрузки, - 20 % полной временной вертикальной нагрузки. Нормативную горизонтальную силу от поперечного удара, приложенную к головке упорного рельса, следует принимать 20 % временной вертикальной нагрузки на упорный рельс.

Расчетное значение вертикального давления и горизонтальной силы от поперечного удара следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,25$ . Расчетную горизонтальную нагрузку на противоположный рельс следует принимать равной нулю.

Эстакады массивные или из подпорных стен с засыпкой следует рассчитывать без учета динамического коэффициента.

Элементы пролетных строений и опор эстакад балочной конструкции следует рассчитывать с учетом динамического коэффициента, принимаемого:

- для вагонов-самосвалов в момент разгрузки - 1,1 к вертикальному давлению на упорный рельс;

- для остальных видов подвижного состава - согласно требованиям нормативными документами, утвержденными в установленном порядке, при этом значение динамического коэффициента может быть уменьшено в зависимости от скорости движения по эстакаде, но не менее 1,1.

8.7.6 Для эстакад высотой 3 м и более следует предусматривать, как правило, стационарные площадки.

Эстакады, предназначенные для разгрузки только вагонов-самосвалов, допускается оборудовать обслуживающей площадкой, располагаемой со стороны, противоположной разгрузке.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При использовании электропневматической дистанционной системы управления разгрузкой вагонов-самосвалов эстакады следует проектировать без площадок обслуживания.

8.7.7 По концам эстакада должна быть оборудована стальными лестницами шириной не менее 0,7 м, с уклоном не более 60° и с ограждением высотой 1 м.

## **9 ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

### **9.1 Градирни**

9.1.1 Градирни предназначены для охлаждения воды в системах оборотного водоснабжения, в которых вода является средством отведения больших количеств тепла от энергетических и промышленных агрегатов.

Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании строительных конструкций вентиляторных и башенных градирен.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила не распространяются на проектирование поперечно-точных и радиаторных (сухих) градирен.

9.1.2 Фундаменты градирен и водосборные резервуары надлежит проектировать, как правило, из монолитного железобетона.

Стены водосборных резервуаров допускается предусматривать из сборного железобетона. Допускается применение металлических водосборных резервуаров для градирен, устанавливаемых на крышах зданий.

9.1.3 Оросители следует проектировать, как правило, в виде блоков из дерева, хризотилцемента или пластмассы.

9.1.4 Для деревянных конструкций градирен следует, как правило, применять модифицированную древесину мягколиственных пород. Допускается применять антисептированную не вымываемую антисептиками древесину хвойных пород не ниже 1-го сорта в соответствии с ГОСТ 8486.

9.1.5 Сопряжения сборных железобетонных элементов градирен надлежит проектировать без открытых стальных закладных и накладных деталей. В отдельных случаях допускается применение открытых закладных и накладных деталей при условии защиты их и сварных соединений комбинированными металлоизоляционными лакокрасочными покрытиями в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.1.6 Марки сталей стальных конструкций градирен следует назначать по группе 2 в соответствии с требованиями СН РК EN 1993 .

### **9.2 Вентиляторные градирни**

9.2.1. Строительные конструкции, основные габаритные размеры и технические требования вентиляторных и башенных градирен должны соответствовать требованиям СН РК 4.01-03.

9.2.2 Секционные градирни следует проектировать, как правило, с секциями площадью не более  $400 \text{ м}^2$ , а башенные вентиляторные градирни – площадью  $400 \text{ м}^2$  и более.

9.2.3 Вентиляторные градирни, собираемые из отдельных секций, состоят из каркаса, несущего блоки оросителя и вентиляторную установку, и водосборного бассейна. Их следует проектировать, как правило, с секциями площадью не более  $400 \text{ м}^2$ , а башенные вентиляторные градирни – площадью  $400 \text{ м}^2$  и более.

При сгораемых каркасе или обшивке или несгораемом каркасе и сгораемой обшивке площадь сблокированных нескольких секций не должна превышать  $1200 \text{ м}^2$ .

9.2.4 Сетку колонн секционных градирен следует принимать кратной 3 м, как правило,  $6 \times 6 \text{ м}$ . Для железобетонных каркасов допускается применять сетку колонн  $4 \times 4 \text{ м}$ , если это обусловливается технологическими требованиями.

В многосекционных градирнях водосборный резервуар должен объединять не более двух секций.

9.2.5 Расчет конструкций градирен следует производить на основные и особые сочетания нагрузок в соответствии со нормативными документами, утвержденными в установленном порядке, а также дополнительно к основным сочетаниям - на кратковременную нагрузку от веса льда, образующегося в зоне расположения оросителя, принимаемую равной  $2 \text{ кПа}$  ( $200 \text{ кгс/м}^2$ ), с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$ . Нагрузку от веса льда не следует учитывать для градирен, эксплуатируемых только в летнее время. При расчете на особые сочетания нагрузок необходимо учитывать нагрузку, вызываемую обрывом одной лопасти вентилятора (поломка оборудования).

### **9.3 Башенные градирни**

9.3.1 Башенные градирни следует проектировать в системах оборотного производственного водоснабжения при расходах охлаждаемой воды, как правило, свыше  $10 \text{ тыс. м}^3/\text{ч}$ . Температура воды, поступающей в градирню, не должна превышать  $50 \text{ }^\circ\text{C}$ .

9.3.2 Башенные градирни систем оборотного производственного водоснабжения должны иметь гиперболическую, коническую или пирамидальную форму и выполняться из монолитного или сборного железобетона, а также располагаемого вне зоны непосредственного увлажнения охлаждаемой водой стального или деревянного решетчатого каркаса с обшивкой (при площади нижней части градирни до  $100 \text{ м}^2$  и высоте градирни до  $15 \text{ м}$ ).

9.3.3 Вытяжные башни градирен следует проектировать гиперболической, конической или пирамидальной формы.

9.3.4 Сетку колонн оросителя, как правило, следует принимать  $6 \times 6 \text{ м}$ .

9.3.5 Вытяжные башни со стальным каркасом должны проектироваться с учетом их монтажа укрупненными элементами.

9.3.6 Обшивку стальных каркасов башен следует предусматривать с применением алюминиевых гофрированных листов толщиной не менее  $1 \text{ мм}$ . Допускается обшивка из хризотилцементных листов с соответствующей гидроизоляционной обработкой и

пластмассовых волнистых листов, а также в отдельных случаях – из деревянных антисептированных щитов.

Хризотилцементные листы допускается применять в районах с расчетной средней температурой наиболее холодной пятидневки не ниже минус 25<sup>0</sup>С.

9.3.7 Крепление обшивки к каркасу градирни должно производиться оцинкованными кляммерами и болтами.

9.3.8 Градирни с железобетонными вытяжными башнями следует применять в районах с расчетной средней температурой наиболее холодной пятидневки не ниже минус 28 °С.

9.3.9 Железобетонную монолитную оболочку вытяжной башни следует принимать толщиной не менее 160 мм.

Толщину защитного слоя бетона для оболочки толщиной 200 мм и менее, а также для сборных элементов следует принимать не менее 25 мм, а для оболочки толщиной более 200 мм - не менее 35 мм.

9.3.10 Опоры под железобетонную башню и оросительное устройство необходимо выполнять из сборного железобетона.

9.3.11 В верхней части железобетонной оболочки вытяжной башни следует предусматривать кольцо жесткости, ширина которого должна быть не менее 1 м.

9.3.12 В верхней части вытяжных башен следует предусматривать площадки для подвески люлек при ремонтных работах, а также для установки осветительных приборов для обеспечения безопасности полетов воздушных судов. В градирнях с железобетонными вытяжными башнями допускается совмещать указанные площадки с кольцами жесткости.

9.3.13 Для входа на верхнюю площадку вытяжной башни и на водоохладительное устройство необходимо предусматривать лестницу с ограждением и промежуточными площадками.

9.3.14 На площадках должны быть ограждения высотой 1,0 м.

9.3.15 Несущий каркас водоохладительного устройства следует проектировать из сборных железобетонных конструкций.

9.3.16 Оросительное устройство градирен следует проектировать одноярусным или двухъярусным из плоских прессованных хризотилцементных или пластмассовых листов. Допускается применение деревянных оросителей.

9.3.17 Расчет конструкций башенных градирен должен производиться на основные сочетания нагрузок в соответствии с нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Для градирен, работающих в зимнее время, следует дополнительно учитывать кратковременную нагрузку от веса льда: при расчете стальных каркасов вытяжных башен - 20 % общего веса башни, а при расчете несущего каркаса водоохладительного устройства - расчетную нагрузку в размере 3,5 кПа (350 кгс/м<sup>2</sup>) на площадь орошения.

#### 9.4 Башенные копры предприятий по добыче полезных ископаемых

9.4.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании скиповых, клетевых и скипо-клетевых башенных копров, предназначенных для размещения многоканатных подъемных машин с приводом и пускорегулирующей аппаратурой, технологического, ремонтного и вспомогательного оборудования подъема, приемных устройств и емкостей для полезных ископаемых, а при наличии свободных площадей - складских и других помещений на предприятиях по добыче полезных ископаемых подземным способом.

9.4.2 Башенные копры следует, как правило, принимать прямоугольной или квадратной формы в плане.

Круглая или другая форма башенных копров в плане допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании. В случае невозможности размещения отдельных частей оборудования, а также обеспечения нормируемых проходов между оборудованием и конструкцией стены в пределах габаритов копра допускается увеличивать площадь машинного зала за счет устройства эркеров.

9.4.3 Модульные размеры башенных копров следует принимать кратными: в плане - 3 м, по высоте - 0,6 м.

Шаг колонн каркасных копров принимается кратным 3 м, в отдельных случаях при соответствующем обосновании может быть принят кратным 1,5 м.

9.4.4 Высота этажей башенных копров должна быть не менее 3,6 м, а машинных залов - не менее 8,4 м.

9.4.5 Естественное освещение следует предусматривать только в машинном зале и на лестничной клетке, в остальных помещениях следует предусматривать искусственное освещение в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.4.6 Монтаж оборудования следует осуществлять через монтажные проемы в стенах копра на нулевой отметке в монтажную ячейку и в перекрытиях, располагаемых одно над другим. Допускается устройство монтажного проема в стенах копра на отметке расположения монтируемого оборудования. На нулевой отметке следует предусматривать сквозные проемы в стенах для осуществления монтажа и демонтажа коммуникаций в стволе, осмотра, навески и смены подъемных сосудов и канатов.

9.4.7 При необходимости надвигки копров на фундаменты следует, как правило, копры выполнять со стальным каркасом.

9.4.8 Для несущих железобетонных конструкций башенных копров следует принимать бетон класса по прочности на сжатие не ниже В15.

9.4.9 Наружные стены копра и стены внутренней шахты должны, как правило, опираться на общую фундаментную плиту. В случае, когда основанием башенных копров служат скальные грунты, допускается раздельное опирание наружных стен или колонн копра на фундамент, а стен внутренней шахты или всего копра - на устье ствола шахты.

9.4.10 При опирании наружных и внутренних стен копра на общий фундамент между устьем ствола и конструкциями фундамента копра должен предусматриваться зазор, исключающий их касание при осадке и крене копра.

9.4.11 Крен и осадка башенных копров не должны превышать значений, указанных в нормативными документами СН РК 2.04-01 и соответствующих условиям обеспечения работоспособности размещенных в них подъемных установок.

В случае невозможности обеспечения допустимых значений осадок путем увеличения размеров фундамента, устройством свайного основания, укреплением грунтов основания и т. д. следует использовать специальные мероприятия для возможности последующего исправления положения копра (например, поддомкрачивание, применение легкоплавких подушек и т. д.).

9.4.12 Применительно к расчетам башенных копров, нагрузки и воздействия по длительности и характеру воздействия классифицированы следующим образом:

- временные длительные;
- кратковременные;
- особые;

при этом коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать по таблице 12.

**Таблица 12 - Коэффициенты надежности по нагрузке**

Классификация нагрузок	Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
Временные длительные	От подъемных машин, вызванные рабочими усилиями в подъемных канатах (веса канатов, подъемных сосудов, прицепных устройств и материалов в подъемном сосуде)	1,2
	От проходческого оборудования при использовании башенного копра для проходки горных выработок	1,2
	Давление, вызванное депрессией или компрессией	1,2
Кратковременные	От оборудования, возникающие в пускоостановочном и испытательном режимах, в том числе усилия в канатах при предохранительном торможении подъемных машин	1,0
	От подвижного подъемно-транспортного оборудования, используемого при строительстве и эксплуатации (монтаж оборудования, его смена и ремонт)	1,2
	От посадки клетки на кулаки	1,2
Особые	Вызванные усилиями в подъемных канатах при резкой задержке (защемлении) поднимаемого сосуда в стволе шахты и при переподъеме сосуда	1,0
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1. Нормативная нагрузка от депрессии (компрессии) принимается максимально возможной с учетом перспективы развития шахты.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2. Нормативные длительные и кратковременные нагрузки от временного проходческого оборудования для проверочных расчетов постоянных шахтных копров, проектируемых с учетом использования их для проходческих работ в период строительства шахты, определяются по проекту организации проходки ствола или по заданию организации, выполняющей этот проект.</p>		

9.4.13 При расчете стен, колонн, фундаментов и оснований копра нормативные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия при их числе больше двух допускается снижать путем умножения их на коэффициент по формуле

$$\eta = 0,6 \left( 1 + 1/\sqrt{n} \right), \quad (52)$$

где  $n$  - число перекрытий над рассчитываемым сечением.

9.4.14 Расчет монолитных башенных копров допускается выполнять по расчетной схеме сжато-изогнутого консольного стержня, определяя моменты от вертикальных нагрузок, с учетом эксцентриситетов от крена фундаментов.

9.4.15 При расчете прочности стен несущая способность горизонтального сечения должна определяться с учетом концентрации деформаций и напряжений у проемов.

9.4.16 Нормальные сжимающие усилия в горизонтальных сечениях несущей стены копра в зоне опирания балок следует определять с учетом местного действия нагрузки от них.

В случаях, когда опирание балки осуществляется над проемом на высоте менее ширины проема, необходимо проверять расчетом прочность вертикальных и наклонных сечений стены на участке между проемом и балкой.

9.4.17 Защита конструкций копра от коррозии должна назначаться в соответствии со нормативными документами, утвержденными в установленном порядке с учетом воздействия минерализованной шахтной воды и исходящей вентиляционной струи, а для конструкций, находящихся в помещениях с механическим оборудованием, подлежащим регулярной смазке, - воздействия смазочных материалов.

Все подлежащие окраске стальные конструкции копра должны проектироваться с учетом обеспечения возможности возобновления окраски, в том числе в труднодоступных местах.

9.4.18 Ширина проходов между оборудованием с неподвижными частями или ограждениями оборудования с подвижными частями, а также между оборудованием и стеной должна быть не менее 0,7 м.

9.4.19 Помещения категорий А, Б и В отделяются от других помещений противопожарными перегородками, а помещения категорий А и Б по взрывопожарной и пожарной опасности - также и пылегазонепроницаемыми перегородками.

9.4.20 Конструкции и материал стен и перегородок, которые разделяют помещения, находящиеся при различных давлениях воздуха, должны обеспечивать герметичность этих помещений.

9.4.21 В машинном зале или на ближайшем перекрытии следует предусматривать санузел.

9.4.22 В башенных копрах должен быть устроен внутренний водосток. Неорганизованный сброс воды с кровли запрещается.

9.4.23 В копрах следует предусматривать выход на кровлю. Кровля должна иметь ограждение по ГОСТ 25772.

9.4.24 В башенных копрах на стволах с исходящей струей воздуха вход в герметические помещения следует предусматривать через шлюзы.

## 9.5 Дымовые трубы

9.5.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании дымовых труб с несущими стволами из кирпича, железобетона, металла и стеклопластика, обеспечивающих эффективное рассеивание дымовых газов различной температуры, влажности и агрессивности до допустимых действующими санитарными нормами пределов концентрации на уровне земли.

9.5.2 Диаметры надлежит принимать по следующему унифицированному ряду: 1,2; 1,5; 1,8; 2,1; 2,4; 2,7; 3,0; 3,3; 3,6 м и далее через 0,6 м.

Минимальные диаметры труб следует назначать с учетом оборудования, применяемого при возведении труб, но не менее 1,2 м - для кирпичных труб (в свету по футеровке) и 3,6 м - для монолитных железобетонных.

ПРИМЕЧАНИЕ Диаметры стальных труб допускается уменьшать до 0,4 м при высоте их до 45 м.

9.5.3 Высоту дымовых труб следует назначать по следующему унифицированному ряду: 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120 м и далее через 30 м и принимать для кирпичных, армокирпичных и стальных свободно стоящих (бескаркасных) труб не более 120 м.

ПРИМЕЧАНИЕ Для стальных труб в несущих каркасах, приставных труб, многоствольных труб допускаются иные высоты при соблюдении действующих санитарных норм и в соответствии с теплотехническим расчетом.

9.5.4 По генплану расстояние между соседними дымовыми трубами, за исключением труб из металла и стеклопластика, должно быть не менее пяти средних наружных диаметров трубы.

Трубы из металла и стеклопластика могут образовывать конструкцию из нескольких стволов.

В случае конструктивного объединения дымовых труб допускается расстояния между ними назначать исходя из технологических и конструктивных соображений. При расстояниях между трубами от трех до пяти средних наружных диаметров трубы следует учитывать явление бафтинга.

9.5.5 В местах соединения газоходов с трубой надлежит предусматривать осадочные швы или компенсаторы.

9.5.6 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.

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 40 % общей площади сечения железобетонного ствола трубы или стакана фундамента, 30 % ствола кирпичной трубы и 20 % несущего ствола стальной трубы.



9.5.7 Для защиты несущего ствола дымовой трубы от температурного и агрессивного воздействия отводимых газов в необходимых случаях допускаются футеровка и тепловая изоляция ствола. В зависимости от температуры и агрессивности отводимых газов футеровку следует выполнять из шамотного, кислотоупорного или глиняного обыкновенного кирпича, специального бетона, керамики, стали, а также пластмасс.

Футеровка из кирпича предусматривается звеньями, опирающимися на консольные выступы в стволе. Высота звеньев должна быть не более 25 м при толщине в один кирпич и не более 12,5 м при толщине в 1/2 кирпича. В зоне проемов для газоходов толщину футеровки следует увеличивать до 1½ - 2 кирпичей. При применении специальной фасонной шпунтовой керамики толщина футеровки может быть уменьшена. Примыкание нижнего звена к вышележащему необходимо проектировать с учетом температурного расширения материала футеровки как по высоте, так и по диаметру.

9.5.8 В нижней части дымовой трубы, фундаменте или подводящих газоходах следует предусматривать лазы для осмотра трубы, а в необходимых случаях - устройства, обеспечивающие отвод конденсата.

9.5.9 С наружной стороны трубы должны предусматриваться площадки и лестницы, а для кирпичных труб - скобы. Лестницы или скобы следует устанавливать на расстоянии 2,5 м от поверхности земли. Площадки, лестницы и скобы должны иметь ограждения.

9.5.10 В целях предупреждения проникания дымовых газов в несущие конструкции кирпичных и железобетонных труб с газопроницаемой футеровкой не допускается избыточное статическое давление внутри дымового канала. При наличии избыточного статического давления следует применять трубу специальной конструкции (с внутренним газопроницаемым газоотводящим стволом или противодавлением в вентилируемом зазоре между стволом и футеровкой).

9.5.11 В дымовых трубах с противодавлением (в зависимости от режима работы) следует применять естественную или принудительную вентиляцию воздушного зазора. Величина противодавления должна приниматься в каждом сечении трубы не менее 50 Па (5 кгс/м²).

9.5.12 При подключении нескольких агрегатов к трубе и колебаниях нагрузки, вызывающих образование конденсата, допускается при наличии технико-экономического обоснования проектировать многоствольные трубы с несколькими газоотводящими стволами, расположенными внутри несущего ствола трубы.

Многоствольные трубы с несколькими газоотводящими стволами могут крепиться к рядом стоящим зданиям и сооружениям (размещенные, как в общем стволе, так и отдельно стоящие).

Дымовые трубы (одна или несколько) могут крепиться к несущим конструкциям башни (как в вытяжных башнях) или мачты.

Такое же решение возможно для многоствольных газоотводящих стволов внутри общей наружной трубы.

В пространстве между несущими и газоотводящими стволами следует предусматривать кольцевые площадки, ходовые лестницы, электрическое освещение, а также лифт при наличии специального обоснования.

При использовании в многоствольных трубах (размещенных в наружном стволе трубы), материалов, гарантирующих их длительный срок эксплуатации, допускается компоновка газоходов, не предусматривающая доступ к их осмотру.

9.5.13 Минимальный диаметр верхней части наружного несущего ствола в случае расположения внутри него нескольких газоотводящих стволов следует определять из условий размещения требуемого числа газоотводящих стволов и лифта, а также необходимых проходов для монтажа, контроля в процессе эксплуатации и производства работ.

9.5.14 Газоотводящие стволы следует выполнять из металла, а также из неметаллических негорючих термостойких материалов.

С наружной стороны газоотводящих стволов следует устанавливать тепловую изоляцию, толщина которой определяется расчетом исходя из обеспечения при нормальном режиме эксплуатации заданного перепада температуры газа и внутренней поверхности ствола, а также температуры наружной поверхности тепловой изоляции не выше 60 °С.

Для защиты наружной изоляции от атмосферного воздействия устраивается наружный кожух из оцинкованного листа толщиной не менее 0,4 мм с защитным лакокрасочным покрытием или без него.

В целях индустриализации следует предусматривать проведение изоляционных работ в горизонтальном положении, транспортировку и монтаж газоходов с изоляцией и наружным кожухом, как правило, полной заводской готовности.

Изоляция должна быть надежно прикреплена к газоходу и не иметь усадки в процессе эксплуатации. Конструкция наружного кожуха и узлы крепления к нему газоходов должны предусматривать температурные деформации по длине и диаметру газохода и кожуха.

9.5.15 Фундаменты дымовых труб должны проектироваться железобетонными с подошвой круглого, многоугольного или кольцевого очертания в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Для дымовых труб высотой более 200 м фундамент следует выполнять кольцевого очертания.

9.5.16 Предельные значения осадок и кренов для фундаментов труб должны приниматься по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.5.17 При высоком уровне подземных вод и подземном расположении газоходов следует предусматривать дренаж.

9.5.18 При расчете железобетонных дымовых труб по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать одновременное действие нагрузки от собственного веса, расчетной ветровой нагрузки, а также влияние температуры отводимых газов, при расчете по предельным состояниям второй группы - одновременное действие нагрузки от собственного веса, нагрузки от ветра, а также влияние температуры отводимых газов и солнечной радиации.

9.5.19 Нагрузки и воздействия на дымовые трубы, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок должны приниматься согласно требованиям СН РК EN 1991.

Коэффициент надежности по нагрузке при расчете на ветровые нагрузки для труб до 300 м принимается равным 1,4, для труб высотой более 300 м – 1,5 м.

9.5.20 Перепады температуры в стенке трубы от воздействия отводимых газов надлежит определять на основании теплотехнических расчетов для установившегося потока тепла при наибольшем значении температуры отводимых газов и расчетной температуре наружного воздуха (средней температуре наиболее холодной пятидневки) и наибольшем значении коэффициента теплоотдачи наружной поверхности.

9.5.21 Тепловизионное обследование дымовых труб следует осуществлять с целью определения их технического состояния в процессе эксплуатации, прогнозирования периода безотказной работы до следующей проверки, определения объема и места приложения ремонта, а также для оценки качества выполненных работ.

Обследования дымовых труб проводят в любое время года, поскольку температурный напор, как правило, превышает 100<sup>0</sup>С.

9.5.22 Тепловидение является эффективным средством для обнаружения скрытых дефектов ствола трубы и футеровки дымовых труб, таких как: разрушение межсекционных швов, трещины несущего ствола с частичным или полным раскрытием, разрушение теплоизоляции и футеровки, дефекты в вентилируемом зазоре, неплотное примыкание газоходов и т.п.

9.5.23 Дымовые цилиндрические трубы и трубы небольшой коничности (не более 0,012) следует рассчитывать на скоростной напор ветра и резонанс в соответствии с требованиями нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Конические трубы с коничностью более 0,012 на резонанс допускается не проверять.

При установлении вероятности возникновения «ветрового резонанса» рекомендуется предусматривать мероприятия, позволяющие либо существенно уменьшить его воздействие путем установки интерцепторов, перфорированных оболочек, повышения демпфирования конструкций, установки гасителей колебаний и др.

Проверке на ветровой резонанс подлежат сооружения в целом и отдельные элементы каркасов (в случае их применения) согласно СН РК EN 1991.

9.5.24 В качестве расчетной схемы дымовой трубы следует принимать защемленный в основании консольный стержень постоянного или переменного по высоте кольцевого сечения.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для стальных труб с оттяжками расчетная схема принимается в виде консольного стержня, защемленного в основании с упругими опорами в местах оттяжек.

9.5.25 Определение изгибающих моментов в горизонтальных сечениях ствола трубы необходимо производить по деформированной схеме с учетом дополнительных изгибающих моментов от собственного веса вследствие прогиба трубы от ветра, температуры, солнечной радиации и крена фундамента.

9.5.26 Для учета кольцевых напряжений в поперечном сечении, а также дополнительных моментов от прогиба трубы при воздействии солнечной радиации необходимо учитывать распределение разности температур по наружной поверхности от 25 °С на солнечной стороне до 0 °С на границе с теневой стороной.

9.5.27 Горизонтальное перемещение верха трубы от нормативной ветровой нагрузки не должно превышать 1/75 ее высоты. При наличии лифта предельное горизонтальное

перемещение верха трубы следует принимать в соответствии с техническими условиями на данный лифт.

9.5.28 При расчетах труб следует учитывать упругую заделку фундамента трубы в грунте или выполнять совместный расчет трубы и фундамента в грунте.

При предварительных и оценочных расчетах расчетную длину при определении форм свободных колебаний и проверке несущей способности горизонтальных сечений для свободно стоящих труб следует принимать равной высоте трубы, умноженной на коэффициент 1,12.

9.5.29 Минимальное напряжение на грунт под фундаментом трубы должно быть более нуля.

9.5.30 При наличии температурного перепада по высоте плиты фундамента необходимо при расчете фундамента учитывать температурные усилия, определяемые согласно нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.5.31 Дымовые трубы и газоходы должны подвергаться наружному осмотру 1 раз в год – весной. Внутреннее обследование дымовых труб следует производить через 5 лет после их ввода в эксплуатацию, а в дальнейшем по мере необходимости, но не реже 1 раза в 15 лет. Внутреннее обследование труб с кирпичной и монолитной футеровкой может быть заменено тепловизионным, с частотой обследования не реже 1 раза в 5 лет.

9.5.32 Дымовые трубы требуют постоянного ухода. Чистку дымовых труб необходимо осуществлять до или после отопительного сезона, в то время, когда они не функционируют. Своевременное обследование трубы позволяет выявить возникшие дефекты и обеспечить нормальную циркуляцию воздуха в отопительном сооружении. Уход за дымовой трубой предполагает проверку подсоединений (патрубка, гильзы) и того, нет ли каких-либо выступлений, препятствующих подаче кислорода. При обнаружении трещин в трубе их необходимо устранять, поскольку попадание в них влаги может привести к полному разрушению труб в холодный период, когда в них, замерзнув, расширит швы. Раствор из швов заменяют каждые пять-десять лет, что входит в капитальный ремонт дымовых труб. Профилактическая чистка труб предполагает выведение из канала пепла, сажи и копоти, осевших на его стенах.

## **9.6 Кирпичные дымовые трубы**

9.6.1 Ствол кирпичной дымовой трубы следует проектировать в виде усеченного конуса (цоколь трубы должен быть цилиндрической формы). Наклон образующей наружной поверхности ствола трубы к вертикали следует принимать, как правило, постоянным в пределах 0,02-0,04 на всю высоту.

9.6.2 Для кладки стволов кирпичных дымовых труб следует принимать кирпич глиняный лекальный марок 125-150. Допускается применять обыкновенный глиняный кирпич пластического прессования марки не ниже 125 и водопоглощением не более 15 %.

Марку кирпича по морозостойкости следует принимать в зависимости от режима работы трубы, но не ниже 25. Для кладки ствола необходимо принимать сложные растворы марок не ниже 50.

9.6.3 По высоте кирпичной трубы надлежит предусматривать горизонтальные стяжные кольца из полосовой стали, шаг и сечение которых следует принимать по расчету, при этом толщина стяжных колец должна быть не более 10 мм, шаг - не более 1,5 м.

9.6.4 Толщина стенок ствола принимается по расчету, но не менее  $1\frac{1}{2}$  кирпича.

9.6.5 Расчет горизонтальных сечений по несущей способности должен производиться в соответствии со нормативными документами, утвержденными в установленном порядке. Для всех горизонтальных сечений ствола точка приложения продольной силы должна находиться в пределах ядра сечения, т.е.  $e_0 \leq (D^2 + d^2)/8D$ , где  $D$  и  $d$  - соответственно наружный и внутренний диаметры сечения ствола. Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R$  принимается с коэффициентом условий работы 0,9.

9.6.6 Расчет вертикальных сечений ствола на температурные усилия, вызванные перепадом температур по толщине стенки ствола, следует производить, принимая эпюру в сжатой зоне прямоугольной. Растягивающие усилия следует воспринимать стяжными кольцами. Коэффициент условий работы при определении расчетного сопротивления стали стяжных колец следует принимать равным 0,7.

## 9.7 Железобетонные дымовые трубы

9.7.1 Ствол железобетонной дымовой трубы следует проектировать в форме цилиндра, усеченного конуса или комбинированной формы - в виде сочетания усеченного конуса и цилиндра. Отношение высоты всего ствола или отдельного его участка к своему наружному диаметру должно быть не более 20. Наклон образующей поверхности трубы к вертикали следует принимать, как правило, не более 3,1.

9.7.2 Сборные железобетонные дымовые трубы, как правило, следует проектировать цилиндрической формы из отдельных царг. Соединение царг между собой необходимо осуществлять на высокопрочных шпильках или болтах.

9.7.3 Для стволов железобетонных монолитных труб следует применять бетон только на портландцементе класса не ниже В30 с содержанием трехкальциевого алюмината до 8 % или сульфатостойкий портландцемент с минеральными добавками. Класс бетона по прочности на сжатие должен быть не менее В15, водоцементное отношение - не более 0,4. Марка бетона труб по морозостойкости должна быть не менее F200, по водонепроницаемости - W8. Для труб, в которых возможно образование конденсата, морозостойкость бетона должна быть не менее F300.

ПРИМЕЧАНИЕ В отдельных случаях при соответствующем техническом обосновании (высокие температуры дымовых газов и др.) допускается снижение марки по морозостойкости, но не ниже значений, приведенных в нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.7.4 Толщину стенок ствола железобетонной трубы следует принимать по расчету, минимальную толщину стенок вверху монолитной трубы следует принимать: при диаметре трубы до 4,8 м - 160 мм; до 7,2 м - 180 мм; при диаметре до 9 м - 200 мм, при диаметре более 9 м - 250 мм.

9.7.5 Сечение растянутой арматуры от площади расчетной толщины сечения ствола трубы должно быть не менее: для кольцевой арматуры - 0,2, продольной - 0,4 %.

9.7.6 Стыки растянутой арматуры труб допускается устраивать внахлестку без сварки. Стыки продольной и горизонтальной арматуры должны располагаться вразбежку так, чтобы число стыков в сечении было не более 25 % общего числа стержней.

9.7.7 Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры следует принимать не менее 30 мм и не менее диаметра арматуры, а при наличии агрессивных газов дополнительно увеличивать на 5 мм.

9.7.8 Предельно допустимую температуру нагрева арматуры, выбор состава бетона в зависимости от температуры дымовых газов, дополнительные коэффициенты условий работы для расчетных сопротивлений бетона и арматуры, а также метод расчета вертикальных сечений на действие неравномерного нагрева по толщине стены следует принимать по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.7.9 Предельная ширина раскрытия трещин в растянутой зоне сечения не должна превышать: для верхней трети высоты трубы - 0,1 мм, для нижних двух третей высоты трубы - 0,2 мм. При соответствующем обосновании для нижней части дымовой трубы допускается ширина раскрытия трещин до 0,3 мм.

## 9.8 Стальные дымовые трубы

9.8.1 Ствол несущей стальной дымовой трубы следует проектировать, как правило, состоящим из верхней цилиндрической и нижней конической частей.

9.8.2 Для свободно стоящих стальных труб соотношения размеров к общей высоте трубы должны удовлетворять следующим условиям: диаметр цилиндрической части - не менее 1/20; диаметр основания конической части - не менее 1/10; высота конической части - не менее 1/4.

ПРИМЕЧАНИЕ В случае установки динамических или механических гасителей колебаний диаметр цилиндрической части может составлять 1/25 общей высоты трубы.

9.8.3 Стальные дымовые трубы без футеровки высотой 60 м и более, а также футерованные трубы с отношением высоты трубы к диаметру более 20 должны проектироваться с оттяжками, являющимися упругими опорами для ствола.

Металлические трубы имеют центральный фундамент, на который опирается или в который заделывается ствол мачты, и анкерных, к которым крепятся оттяжки.

9.8.4 Расположение оттяжек по высоте трубы должно приниматься следующим: высота верхней части ствола трубы над оттяжками при одном ярусе оттяжек должна составлять от 1/3 до 1/4 общей высоты трубы, при двух ярусах - не более 1/5; расстояние между ярусами оттяжек должно быть равно 1/3 высоты трубы.

9.8.5 Стальные дымовые трубы высотой более 120 м должны быть раскреплены в нижней части жесткими подкосами. В качестве несущих конструкций допускается использовать решетчатые башни, как правило, треугольной и квадратной формы в плане.

9.8.6 Цилиндрическую и коническую части стальной трубы следует, как правило, соединять встык без ребер. Толщина стенок трубы должна быть не менее 4 мм.

9.8.7 Верх цилиндрической части трубы следует усиливать горизонтальным ребром жесткости.

9.8.8 Футеровку стальных труб следует опирать на специальные горизонтальные кольцевые ребра, привариваемые к стенке трубы с внутренней стороны.

9.8.9 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.

9.8.10 Марки сталей для дымовых труб должны приниматься в соответствии со нормативными документами, утвержденными в установленном порядке с отнесением отдельных элементов к следующим группам:

- группа 2 – оболочка, ребра жесткости, кольца жесткости и опорные кольца;
- группа 4 - площадки, лестницы, ограждения.

9.8.11 Расчет элементов стальных конструкций дымовых труб и определение расчетных сопротивлений материалов при температуре конструкции 300 °С и менее следует производить по нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

9.8.12 Стальные дымовые трубы при критических скоростях ветра, вызывающих резонансные колебания сооружения, следует рассчитывать на усталость в соответствии с требованиями свода правил. Проверке подлежат стыковые швы стальной оболочки дымовой трубы, при этом в расчете должно учитываться не менее 2 млн. циклов нагружения.

9.8.13 Стенки труб следует проверять на общую и местную устойчивость.

Сварные соединения стенки трубы должны быть проверены на знакопеременные циклические напряжения, возникающие при резонансных колебаниях трубы от действия ветровых нагрузок.

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.

## **9.9 Вытяжные башни**

9.9.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании вытяжных башен, предназначенных для удаления вредных негорючих газов, прошедших очистку, но сохраняющих определенную степень агрессивности, влажностью 80-90 %, содержащих конденсат и, как правило, не имеющих высокой температуры.

9.9.2 При определении нагрузки от массы следует принимать следующие значения коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_f$ :

- фасонных частей и узлов – 1,2;
- оборудования и массы несущих конструкций – 1,1 при расчете на прочность и 0,9 при расчете на опрокидывание и отрыв;
- оттяжек мачт – 1,0.

9.9.3 При расчете на ветер следует учитывать возможность максимальных величин скорости ветра, наблюдаемых при штормах большой длительности, максимальных в некоторых зонах, но неравномерных по высоте скоростях ветра, возникающих в пограничном слое атмосферы вследствие мезоструйных течений, локальных воздействий ветра при локальных штормах, вихревых шквалах и т.д., пульсационных воздействий ветра. СН РК EN 1991.

9.9.4 Несущие стальные стволы вытяжных башен следует проектировать в соответствии СН РК EN 1993. Вытяжные башни высотой более 210 м надлежит проектировать по специально разработанным техническим условиям.

9.9.5 В вытяжной башне допускается установка одного или нескольких газоотводящих стволов. Один газоотводящий ствол должен быть размещен, как правило, внутри несущей башни; при наличии нескольких газоотводящих стволов допускается размещать все газоотводящие стволы внутри несущей башни или часть стволов - внутри башни, а часть - с ее внешней стороны.

9.9.6 Размеры газоотводящего ствола рекомендуется определять по технологическим расчетам, соблюдая требования санитарных норм предельных концентраций вредных выбросов в атмосферу, и принимать по таблице 13.

В реальных проектах возможны другие диаметры стальных труб.

**Таблица 13 – Размеры газоотводящего ствола**

Высота, м	Внутренний диаметр, м
45	0,6; 0,9; 1,2; 1,5
60	0,6; 0,9; 1,2; 1,5; 1,8; 2,4
75	1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6
90	1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6
120	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
150	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
180	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
210	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,8; 6; 7,2
240	3,6; 4,8; 6; 7,2
<p>ПРИМЕЧАНИЕ В целях использования существующего оборудования, применяемого для изготовления газоотводящих стволов из конструкционных полимерных материалов, допускается принимать независимо от высоты ствола следующие дополнительные размеры внутренних диаметров, м: для стволов из стеклопластика - 1,0; 1,6; 2,0 и 3,2; для стволов из текстофаолита - 1,2; 3,0; 3,8; 4,5 и 7,0.</p>	

9.9.7 Форму несущей решетчатой башни и ее размеры следует определять с учетом обеспечения экономии стали, технологичности изготовления, условий принятого метода.

9.9.8 Несущую башню, как правило, следует проектировать в виде сочетания призматической (верхней) и пирамидальной (нижней) частей с тремя, четырьмя гранями и более.

9.9.9 Разница уровней верха газоотводящего ствола и верха несущей башни должна быть в пределах 2-2,5 диаметра газоотводящего ствола, но не более 8-10 м. При



выполнении газоотводящего ствола из полимерных материалов разница определяется конструктивно с повышенными требованиями к антикоррозионной защите верхней площадки башни.

9.9.10 Наименьший габаритный размер несущей башни в нижнем основании следует назначать, как правило, не менее  $1/8$  ее высоты.

Наименьший габаритный размер несущей башни в верхнем основании следует определять по условиям размещения требуемого (по заданию) числа газоотводящих стволов и лифта, а также необходимых проходов для производства ремонтных работ. В случае стесненного габарита верхней части башни (при большом диаметре газоотводящего ствола или необходимости размещения нескольких газоотводящих стволов внутри башни и стесненных условиях генплана) для проходов допускается проектировать выносные площадки-балконы. Ширина проходов должна быть не менее 0,7 м.

9.9.11 По всей высоте несущей балки необходимо предусматривать устройство горизонтальных диафрагм. Расстояние между диафрагмами следует назначать в пределах 1,5-2,5 габарита поперечного сечения башни в уровне установки диафрагмы. Диафрагмы также следует устанавливать в плоскости излома граней башни.

9.9.12 Диафрагмы надлежит использовать для горизонтального опирания газоотводящего ствола и как площадки, необходимые в эксплуатационных целях для обеспечения проходов вокруг газоотводящих стволов к поясам и узлам решетки несущей башни.

9.9.13 Марки сталей для несущей решетчатой башни следует принимать в соответствии со сводом правил отнесением отдельных элементов конструкции башни к следующим группам:

- группа 1 - пояса несущей башни, включая фланцы, опорные узлы и анкерные устройства, узловые фасонки;
- группа 2 - элементы решетки; балки, площадки-диафрагмы, непосредственно воспринимающие собственный вес газоотводящего ствола;
- группа 3 – балки, площадки-диафрагмы, не воспринимающие вертикальную нагрузку от газоходов;
- группа 4 - опорные плиты, настил площадок, лестницы, ограждения.

9.9.14 Газоотводящие стволы следует предусматривать из материалов, стойких против воздействия отводимых газов, или иметь соответствующую антикоррозионную защиту.

Марки углеродистых или низколегированных сталей для оболочки газоотводящих стволов и всех ее элементов должны назначаться по группе 4 в соответствии со сводом правил

Защита от коррозии и температурных воздействий внутренних поверхностей наружных оболочек газоотводящих газоходов должна осуществляться согласно DIN 18195-1-10.

Для газоотводящих стволов из конструкционных полимеров следует принимать химически и термически стойкие стеклопластики, текстофаолиты, бипластмассы

(стеклопластики с внутренним слоем из термопласта) и слоистые конструкционные пластики.

ПРИМЕЧАНИЕ Конструкционные полимерные материалы, применяемые для газоотводящих стволов, должны быть несгораемыми или трудносгораемыми.

9.9.15 Для обеспечения наилучших аэродинамических свойств и экономии металла несущую башню следует, как правило, проектировать из элементов трубчатого поперечного сечения.

9.9.16 Вертикальная нагрузка от газоотводящего ствола должна передаваться в нижних уровнях вытяжной башни.

В зависимости от уровня ввода газоходов следует принимать один из следующих вариантов опирания газоотводящего ствола:

- на собственный фундамент;
- на специальную дополнительную опору;
- на одну из нижних диафрагм несущей башни (допускается при условии, что расход металла на эту диафрагму не будет превышать расход металла на специальную опору).

9.9.17 При монтаже несущей башни методом подрачивания или подъема целиком необходимо производить дополнительный расчет элементов башни на монтажные нагрузки.

9.9.18 Горизонтальную нагрузку от газоотводящего ствола из стали или самонесущей цилиндрической оболочки из конструкционных полимеров следует передавать на несущую башню в плоскости поперечных диафрагм башни.

Горизонтальную нагрузку от газоотводящего ствола из конструкционных полимеров, монтируемого из царг, соединенных стальным промежуточным каркасом, следует передавать также на диафрагмы башни, но через промежуточный каркас.

9.9.19 Конструктивное решение узлов опирания газоотводящего ствола на башню в местах передачи горизонтальных нагрузок должно обеспечивать свободу взаимных вертикальных и горизонтальных температурных перемещений ствола и башни.

9.9.20 Стыковочные узлы царг газоотводящих стволов должны обеспечивать кроме требований прочности и герметичности также свободу вертикальных перемещений, возникающих от температурных деформаций полимерного материала.

9.9.21 Стальной промежуточный каркас следует проектировать, как правило, из вертикальных подвесок, горизонтальных колец и опорных элементов, при этом:

- горизонтальные кольца, передающие нагрузку, должны располагаться на одном уровне с диафрагмами башни;
- крепление промежуточного каркаса к башне должно обеспечивать свободу вертикальных перемещений от температурных деформаций;
- по высоте промежуточный каркас следует предусматривать из отдельных секций со стыками, необходимыми для монтажа царг ствола вместе с каркасом крупными блоками методом подрачивания;
- вертикальные подвески каркаса следует принимать в виде гибких элементов, закрепленных в каждой секции.

9.9.22 Расчет газоотводящих стволов из конструкционных полимерных материалов следует производить с учетом анизотропии материалов.

Расчетные характеристики материалов должны быть определены с учетом максимальной температуры отводимых газов, влияния агрессивной среды и длительности действия нагрузок.

9.9.23 Фундамент газоотводящего ствола надлежит проектировать бетонным или железобетонным, как правило, в виде полого усеченного конуса или цилиндра, сплошной или кольцевой плиты.

9.9.24 Фундаменты несущей башни следует проектировать, как правило, отдельными под каждый опорный узел, при этом должны быть предусмотрены меры, обеспечивающие равномерные осадки фундаментов и горизонтальные смещения верха фундаментов, для исключения распора в металлоконструкциях башни..

9.9.25 При проектировании вытяжных башен необходимо предусматривать надежную антикоррозионную защиту фундаментов и всех конструкций газоотводящего ствола несущей башни.

9.9.26 В случаях, когда возможно образование в газоотводящем стволе конденсата, необходимо предусматривать устройство для его сбора и отвода.

9.9.27 Для ремонта и монтажа газоотводящего ствола следует предусмотреть возможность подвески его на верхней диафрагме несущей башни, а при высоте его более 150 м - также на одной из промежуточных диафрагм.

9.9.28 Для подъема на башню следует предусматривать лестницу.

Лестницу следует проектировать вертикальной с переходами на площадках-диафрагмах. При расстояниях между диафрагмами более 12 м надлежит предусматривать специальные промежуточные площадки. Лестница и переходные площадки должны иметь ограждения.

9.9.29 При температуре наружной поверхности газоотводящего ствола более 50 °С примыкающие к нему площадки, лестничные проемы и подходы должны иметь специальное ограждение высотой не менее 1 м, часть которого на высоту не менее 100 мм от уровня настила сплошная.

## **9.10 Водонапорные башни**

9.10.1 Правила настоящего раздела следует соблюдать при проектировании водонапорных башен, предназначенных для использования в системах хозяйственно-питьевого СН РК 4.01-03, производственного и противопожарного водоснабжения промышленных предприятий СН РК 3.01-03, сельскохозяйственных комплексов и населенных мест.

Водонапорные башни проектируют, как правило, без шатров, со стальными баками, опорами из железобетона, кирпича или стали, фундаментами из сборного или монолитного железобетона.

9.10.2 Габаритные схемы водонапорных башен определяются двумя параметрами - емкостью бака и высотой до низа бака.

Водонапорные башни проектируют с баками вместимостью 15, 25, 50, 100, 150, 200, 300, 500 и 800 м<sup>3</sup>. Высоту опор (от уровня земли до верха опоры бака) для башен с баками вместимостью от 15 до 50 м<sup>3</sup> следует назначать кратной 3 м, с баками вместимостью 100 м<sup>3</sup> и более - кратной 6 м.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается проектировать башни с баками большей вместимостью, например для аварийного водоснабжения доменных и мартеновских цехов металлургических заводов.

9.10.3 Форму бака следует выбирать в соответствии с архитектурно-композиционными и технико-экономическими соображениями.

В покрытии бака необходимо предусматривать люк со стремянкой для спуска в бак и трубы для вентиляции.

9.10.4 Днища бака следует проектировать с уклоном не менее 5 % к подводяще-отводящей или сливной трубе.

9.10.5 Опоры водонапорных башен следует, как правило, проектировать в форме цилиндра или в виде системы сборных железобетонных стоек.

Допускается предусматривать для опор монолитный железобетон, кирпич или сталь в зависимости от местных условий, технико-экономических расчетов и с учетом архитектурных требований.

9.10.6 В случае применения сплошных конструкций опор (монолитный железобетон или кирпич) пространство под баками допускается использовать для размещения служебных и конторских помещений, складов, производственных помещений, исключающих образование пыли, дыма и газовыделений.

9.10.7 Фундамент водонапорной башни, как правило, следует проектировать железобетонным монолитным, внутри которого следует предусматривать утепленные, но неотапливаемые помещения с естественной приточно-вытяжной вентиляцией для размещения задвижек на водопроводных трубах и контрольно-измерительных приборов.

9.10.8 Узлы пересечения подводяще-разводящего стояка с перекрытиями и площадками должны допускать свободу вертикальных температурных перемещений стояка.

9.10.9 При расчете башен ветровая нагрузка определяется как для высотных сооружений с учетом динамического воздействия пульсации скоростного напора.

В случае периода свободных колебаний сооружения  $T > 0,25$  сек ветровую нагрузку следует определять с учетом динамического воздействия пульсации скоростного напора, вызываемой порывами ветра. Ветровые нагрузки следует определять на основании исходных данных согласно положениям СН РК EN 1991.

Если в особых условиях проектирования не установлено иное, то ветровые нагрузки следует классифицировать как переменные фиксированные воздействия.

Нагрузки от воздействия ветра необходимо учитывать как для заполненного, так и для пустого бака.

Форма эпюры давлений под подошвой фундамента при проверке башни с заполненным баком должна быть трапецевидной с отношением минимального и

максимального напряжений не менее 0,25. При проверке башни с незаполненным баком допускается треугольная эпюра напряжений.

Крен башни должен быть  $\leq 0,004$ .

9.10.10 Башни следует оборудовать стальными лестницами для подъема к баку и на его покрытие, а также площадками для осмотра и обслуживания строительных конструкций и трубопроводов. Лестницы допускается проектировать вертикальными, типа стремянок, с дугами, обеспечивающими безопасность пользования ими. При этом расстояние между площадками не должно превышать 8 м.

Площадки должны иметь перильное ограждение.

9.10.11 При проектировании водонапорных башен следует предусматривать мероприятия по антикоррозионной защите строительных конструкций, от проникающей снаружи влаги согласно DIN 18195-1-10. Конструктивные решения должны обеспечивать доступ осмотра и восстановления антикоррозионных покрытий.

9.10.12 Для внутренней антикоррозионной защиты баков следует применять материалы, включенные в перечни материалов и реагентов, разрешенных соответствующими организациями для применения в практике хозяйственно-питьевого водоснабжения.

## **10 ПРАВИЛА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТРУДА ИНВАЛИДОВ И МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ**

В случаях когда на сооружениях предусматривается возможность использования труда инвалидов, следует соблюдать дополнительные требования, оговоренные в соответствующих нормах, в зависимости от вида инвалидности.

При создании на сооружениях предприятий специализированных цехов или специализированных складов (участков), предназначенных для использования труда инвалидов, следует руководствоваться также едиными санитарными правилами для предприятий, цехов и участков, предназначенных для использования труда инвалидов и пенсионеров по старости.

$$\gamma_{sw}^n = \frac{(\gamma_s^n - \gamma_w^n)}{1 + e}, \quad (\text{A.1})$$

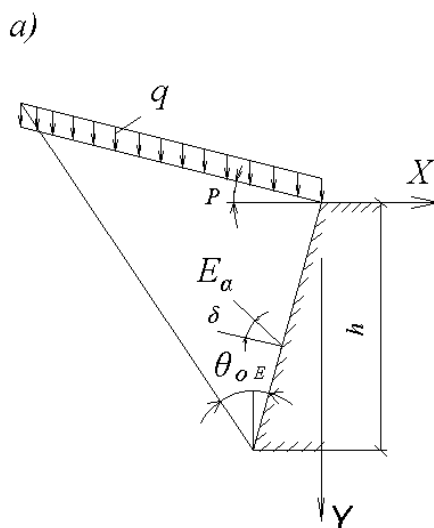
Полное давление грунта складывается из давления от собственного веса грунта  $p_{h\gamma}$ , давления от временной нагрузки на поверхности  $p_{hq}$  и отрицательного давления от сцепления  $p_{hc}$ .

Эпюры возможного сочетания этих нагрузок приведены на рисунке А.1.

Если значение  $p_h$ , оказывается меньше нуля (рисунке А.1, з), то на этом участке принимается  $p_h = 0$ . При этом следует давление на глубине  $h$  сохранить равным  $p_h$ , а вершину суммарной треугольной эпюры давления грунта из точки  $a$  перенести в точку  $a_1$  на поверхности (рисунке А.1, д).

А.5. Угол наклона плоскости скольжения к вертикали

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (3)$$



\* В скобках приведено обозначение давления, принятое в СНиП 2.06.07-87.

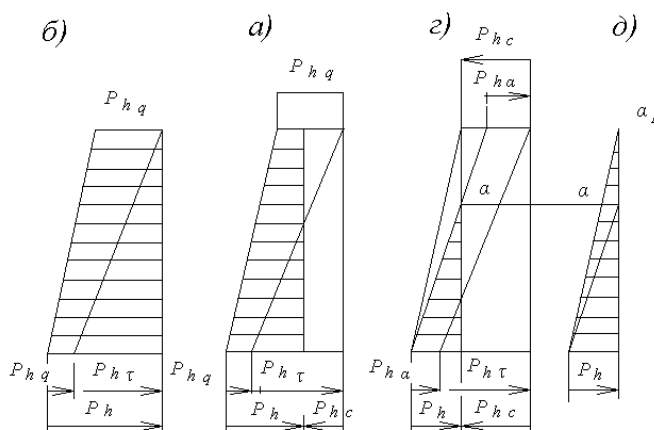


Рисунок А.1- Схема давления грунта

$a$  - на стену;  $b$  - при отсутствии сцепления  $p_{hc} = 0$ ;  $c$  - при  $p_{hc} < p_{hq}$ ;  $d$  - при  $p_{hc} \geq p_{hq}$ ;  $\delta$  - заменяющая (расчетная) эпюра

А.6. При горизонтальной поверхности грунта, вертикальной стене и отсутствии трения и сцепления грунта со стеной  $\varepsilon = p = \delta = 0$ , при этом коэффициент горизонтального давления грунта

$$\lambda_h = \operatorname{tg}^2 \theta_0. \quad (\text{A.4})$$

Горизонтальное давление грунта на глубине  $y$

$$p_h = (\gamma y + q) \lambda_h - 2\sqrt{\lambda_h} c, \quad (\text{A.5})$$

где  $q$  - равномерно распределенная нагрузка на поверхности, примыкающей к стене.

А.7. Дополнительное горизонтальное давление, обусловленное наличием грунтовых вод, следует определять по формуле

$$p_{hw} = h_w [10 - \lambda_h (\gamma - \gamma_{sw})], \quad (\text{A.6})$$

где  $h_w$  - высота от низа сооружения до расчетного уровня грунтовых вод, м;

$\lambda_h$  - то же, что в (А.4);

$\gamma$  - удельный вес грунта;

$\gamma_{sw}$  - то же, что в (А.1).

А.8. При наличии на поверхности грунта в пределах призмы обрушения полосовой равномерно распределенной нагрузки  $q$  на ширине  $b$  давление от нее следует распределять в стороны под углами  $\theta_0$  к вертикали (рисунок А.2) до пересечения с плоскостью

подпорной стены на глубине  $y_a = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0}$  и принимать равномерно распределенным на ширине  $b_y = b + 2a$ , непосредственно примыкающей к стене.

Интенсивность вертикального давления от полосовой нагрузки следует определять по формуле

$$p_v = q b / b_y. \quad (\text{A.7})$$

интенсивность горизонтального давления от полосовой нагрузки - по формуле

$$p_h = p_v \lambda_h. \quad (\text{A.8})$$





А.10. Нормативную эквивалентную нагрузку СК на уровне низа шпал от подвижного состава железных дорог следует принимать в виде сплошной полосы шириной 2,7 м интенсивностью  $q_1^n$ , равной:

$$q_1^n = \frac{CK}{2,7}, \quad (\text{А.9})$$

где  $C$  - коэффициент (для расчета подземных конструкций следует принимать равным 1,5);

$K$  - класс нагрузки, равный 137 кН (14 тс) на 1 м пути. При соответствующем обосновании допускается снижение этой нагрузки до величины  $K = 98$  кН (10 тс) на 1 м пути.

А.11. При расположении железнодорожного пути вдоль сооружения давление от него приводится к эквивалентной нормативной нагрузке  $p_{v1}^n$  на площадке, расположенной на глубине  $y_a = \frac{a}{tg \theta_0}$  от низа шпалы (см. рисунок А. 3) шириной  $b_{y1} = 2,7 + 2a$ . Интенсивность вертикального давления следует определять по формуле

$$p_{v1}^n = 2,7 q_1^n / b_{y1}, \quad (\text{А.10})$$

где  $q_1^n$  - то же, что в формуле (А.9) .

Интенсивность горизонтального давления  $p_{h1}$  следует определять по формуле (А.8).

А.12. При расположении железнодорожного пути поперек сооружения интенсивность нормативного вертикального давления  $p_v^n$  на горизонтальную плоскость на глубине  $y$ , м, следует определять по формуле

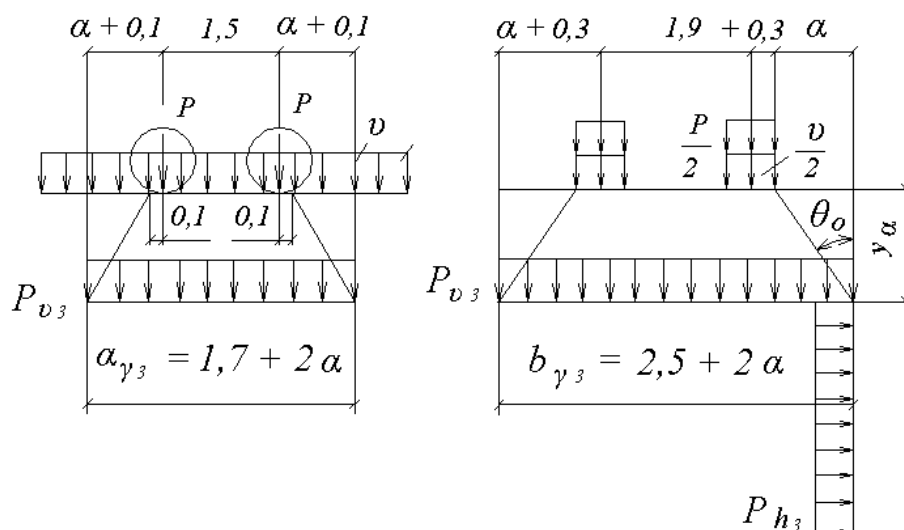
$$p_{v2}^n = \frac{103}{1,35 + tg \theta_0 y}, \quad \text{кПа.} \quad (\text{А.11})$$

Интенсивность нормативного горизонтального давления  $p_{h2}$  - по формуле (8).

А.13. Нагрузка от автотранспортных средств состоит из двух полос АК ( рисунок 4), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой  $P$ , равной 9,81К, кН (1К, тс), и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью  $v$  на обе колеи  $v = 0,98К$ , кН/м (0,1 К, тс/м).

Для сооружений на основных магистральных дорогах нагрузку следует принимать полосовую класса К-11 или от одиночной машины НК-80.

Для сооружений на внутрихозяйственных дорогах нагрузку следует принимать полосовую класса К-8 или от одиночной гусеничной машины НГ-60. Кроме того, элементы проезжей части мостов следует проверять на давление одиночной оси, равное 108 кН (11 тс).



**Рисунок А.4 - Схема давления от автомобильной нагрузки АК при движении ее вдоль сооружения**

А.14. Нагрузка от тележки  $P = K$  (см. рис. А.4) распределяется вдоль движения на длину  $a_{y3} = 1,7 + 2a$  (м) и на ширину  $b_{y3} = 2,5 + 2a$  (м).

Интенсивность вертикального давления

$$P_{v3}^n = \frac{2P}{a_{y3} b_{y3}}. \quad (\text{A.12})$$

Вертикальная равномерно распределенная нагрузка  $v$  распределяется на ширину  $b_{y4} = b_{y3}$ .

Интенсивность вертикального давления на глубине  $y_a$ , от нагрузки  $v$

$$P_{v4}^n = \frac{v^n}{b_{y4}}. \quad (\text{A.13})$$

Полная нагрузка АК образуется сложением нагрузок  $P_{v3}^n + P_{v4}^n$ .

Для получения расчетных нагрузок нагрузки  $P_{h3}^n$  и  $P_{h4}^n$  вводятся в расчет со своими коэффициентами надежности по нагрузке.

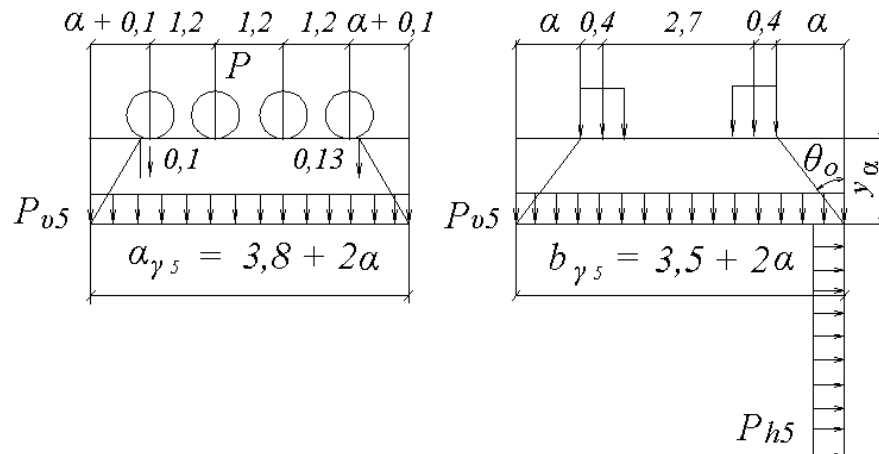
Интенсивность горизонтальных давлений  $p_{h3}$  и  $p_{h4}$  определяется по формуле (А.8).

А.15. Интенсивность нормативного вертикального давления от колесной нагрузки

НК-80 при движении ее вдоль сооружения (рисунок А.5) на глубине  $y_a = \frac{a}{\text{tg } \theta_0}$  при  $a_{y5} = 3,8 + 2a$  (м) и  $b_{y5} = 3,5 + 2a$  (м) следует определять по формуле

$$p_{v5}^n = \frac{785}{a_{y5} b_{y5}}, \text{ кПа.} \quad (\text{A.14})$$

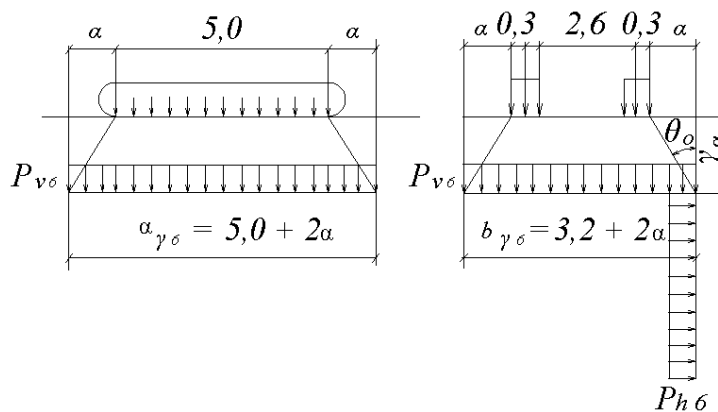
Интенсивность горизонтального давления  $P_{h5}^n$  следует определять по формуле (8).



**Рисунок А.5 - Схема давления от колесной нагрузки НК-80 при движении ее вдоль сооружения**

А.16. Интенсивность нормативного вертикального давления от гусеничной нагрузки НГ-60 при движении ее вдоль сооружения (рисунок А.6) на глубине  $y_a = \frac{a}{\text{tg } \theta_0}$  при  $a_{y6} = 5,0 + 2a$  (м) и  $b_{y6} = 3,2 + 2a$  (м) следует определять по формуле

$$p_{v6}^n = \frac{588}{a_{y6} b_{y6}}, \text{ кПа.} \quad (\text{A.15})$$



**Рисунок А.6 - Схема давления от гусеничной нагрузки НГ-60 при движении ее вдоль сооружения**

А.17. При движении автотранспорта поперек сооружения интенсивность нормативного вертикального давления от автомобильной нагрузки АК (рисунок А.7) на глубине  $y \geq 0,6$  м следует определять по формуле

$$P_{v7}^n = \frac{28}{1 + 0,8 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.16})$$

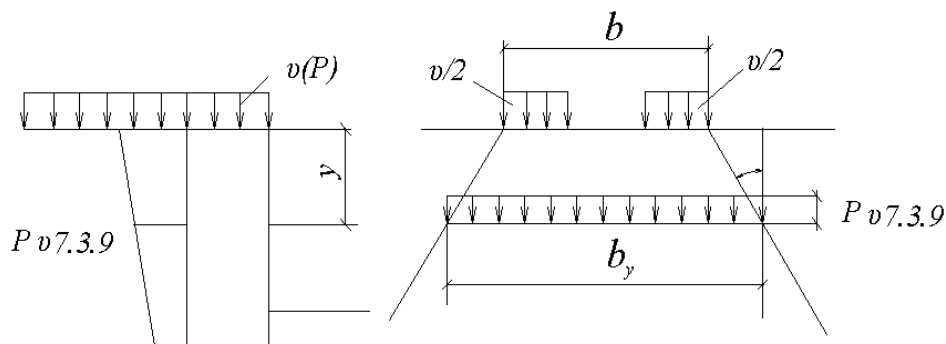
Интенсивность нормативного вертикального давления от колесной нагрузки НК-80 на глубине  $y \geq 0,8$  м следует определять по формуле

$$P_{v8}^n = \frac{44}{1 + 0,55 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.17})$$

Интенсивность нормативного вертикального давления от гусеничной нагрузки НГ-60 на глубине  $y \geq 0,8$  м следует определять по формуле

$$P_{v9}^n = \frac{34}{1 + 0,6 \operatorname{tg} \theta_0 y}, \text{ кПа.} \quad (\text{А.18})$$

Горизонтальное давление  $p_{h6-9}$  следует определять по формуле (8).



**Рисунок А.7 - Схема давления от нагрузок АК, НК-80 и НГ-60 при движении их поперек сооружения**

А.18. При отсутствии конкретных нагрузок на поверхности земли следует принимать условную нормативную равномерно распределенную сплошную нагрузку интенсивностью 9,81 кПа ( $1 \text{ тс/м}^2$ ).

А.19. Вертикальное давление от автотранспорта на перекрытие при заглублении его менее чем на 0,6 м следует определять с учетом давления от каждого колеса с

распределением в пределах толщи грунтовой засыпки под углом  $30^\circ$  к вертикали, а в пределах дорожного покрытия или пола цеха - под углом  $45^\circ$ .

А.20. При расчете сооружений по предельным состояниям первой группы коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать:

от собственного веса конструкции, давления грунта, оборудования, складированного материала, погрузчиков и каров, равномерно распределенной нагрузки на территории;

от подвижного состава железных дорог, колонн автомобилей, колесной и гусеничной нагрузок, дорожного покрытия проезжей части и тротуаров, веса полотна железнодорожных путей.

Коэффициенты надежности по нагрузкам при расчете по предельным состояниям второй группы следует принимать равными 1.

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(информационное)

### АНКЕРНЫЕ БОЛТЫ ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ОБОРУДОВАНИЯ

Б.1. Анкерные болты (далее - болты) для крепления строительных конструкций и оборудования к бетонным и железобетонным элементам (фундаментам, силовым полам, стенам и т. п.) следует применять при расчетной температуре наружного воздуха до минус 65 °С включительно.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно СН РК EN 1991.

Б.2. При нагреве бетона конструкций свыше 50 °С, в которые заделываются болты, в расчетах должно учитываться влияние температуры на прочностные характеристики материала конструкций, болтов, подливок, клеевых составов и т. п.

Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

Б.3. Болты, предназначенные для работы в условиях агрессивной среды и повышенной влажности, следует проектировать с учетом дополнительных требований, предъявляемых СНиП 2.03.11.

Б.4. При наличии соответствующего обоснования допускается применение других способов закрепления оборудования на фундаментах (например, на виброгасителях, клею и др.).

Б.5. По конструктивному решению болты могут быть с отгибом, с анкерной плитой, прямые и конические (распорные) (таблица Б.1).

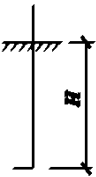
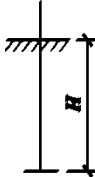
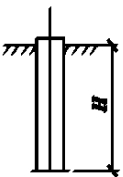
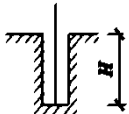
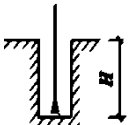
По способу установки болты подразделяются на устанавливаемые до бетонирования элементов, в которые они заделываются (с отгибом и с анкерной плитой), и на готовые элементы, устанавливаемые в просверленные скважины (прямые и конические).

Прямые болты в скважинах закрепляются с помощью синтетического клея или виброзачеканки, а конические - с помощью разжимных цанг или цементно-песчаных смесей.

По условиям эксплуатации болты подразделяются на расчетные и конструктивные. К расчетным относятся болты, воспринимающие нагрузки, возникающие при эксплуатации строительных конструкций или работе оборудования. К конструктивным относятся болты, предусматриваемые для крепления строительных конструкций и оборудования, устойчивость которых против опрокидывания или сдвига обеспечивается собственным весом конструкции или оборудования. Конструктивные болты предназначаются для рихтовки строительных конструкций и оборудования во время их монтажа и для обеспечения стабильной работы конструкций и оборудования во время эксплуатации, а также для предотвращения их случайных смещений.

Болты с отгибом и анкерной плитой допускается применять для крепления конструкций и оборудования без ограничений.

**Таблица Б.1- Конструкция болта с отгибом, с анкерной плитой, прямые и конические (распорные)**

Конструкция болта	С отгибом	С анкерной плитой		Прямой	Конический (распорный)
		глухой	съемный		
Диаметр болта (по резьбе) $d$ , мм	12 - 48	12 - 140	56 - 125	12 - 48	6 - 48
Эскиз					
Минимальная глубина заделки $H$	$25d$	$15d$	$30d$	$10d$	$10d (8d)^*$
Наименьшее расстояние между болтами	$6d$	$8d$	$10d$	$5d$	$8d$
Наименьшее расстояние от оси болта до грани фундамента	$4d$	$6d$	$6d$	$5d$	$8d$
Коэффициент нагрузки $\chi$	0,4	0,4	0,25	0,6	0,55
Коэффициент стабильности затяжки $k$	1,9 (1,3)**	1,9 (1,3)	1,5	2,5 (2)	2,3 (1,8)

\* В скобках дана глубина заделки для болтов диаметром менее 16 мм.

\*\* В скобках приведены значения коэффициента  $k$  для статических нагрузок.

Болты, устанавливаемые в скважины, допускается применять для крепления строительных конструкций и оборудования, не испытывающих значительных динамических нагрузок.

Для крепления несущих колонн зданий и сооружений оборудованных мостовыми кранами, а также для высотных зданий и сооружений, ветровая нагрузка для которых является основной, не допускается применять болты, устанавливаемые в скважины за исключением болтов с коническим концом, устанавливаемых способом вибропогружения с глубиной заделки не менее  $20d$ .

Б.6. Выбор марок стали для анкерных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0\*, а их конструкций и размеров - по ГОСТ 24379.1.

Б.7. Расчетные сопротивления металла болтов растяжению  $R_{ba}$  следует принимать по СН РК EN 1993.



Б.8. Все болты должны быть затянуты на величину предварительной затяжки  $F$ , которая для статических нагрузок должна приниматься равной  $0,75P$ , для динамических нагрузок  $1,1P$ , где  $P$  - расчетная нагрузка, действующая на болт.

Для строительных конструкций затяжку болтов допускается осуществлять стандартными ручными инструментами с предельным усилием (до упора).

Б.9. Площадь поперечного сечения болта (по резьбе) следует определять из условия прочности

$$A_{sa} = \frac{k_0 P}{R_{ba}}, \quad (\text{Б.1})$$

где  $k_0 = 1,35$  - для динамических нагрузок,  $1,05$  - для статических нагрузок.

Для съёмных болтов с анкерными плитами, устанавливаемых свободно в трубе, коэффициент  $k_0$  для динамических нагрузок принимается равным  $1,15$ .

Б.10. При действии динамических нагрузок сечение болтов, определенное по формуле (1), следует проверять на выносливость по формуле

$$A_{sa} = \frac{1,8 \chi \mu}{\alpha} \cdot \frac{P}{R_{ba}}, \quad (\text{Б.2})$$

где  $\chi$  - коэффициент нагрузки, принимаемый по таблице Б.1 в зависимости от конструкции болта:

$\mu$  - коэффициент, принимаемый по таблице Б. 2 в зависимости от диаметра болта;

$\alpha$  - коэффициент, учитывающий число циклов нагружения и принимаемый по таблице Б.3.

**Т а б л и ц а Б.2- Коэффициент в зависимости от диаметра болта**

Коэффициент $\mu$	Диаметр болта, мм
0,9	10 - 12
1	16
1,1	20 - 24
1,3	30 - 36
1,6	42 - 48
1,8	56 - 72
2	80 - 90
2,2	100 - 125
2,5	140

**Т а б л и ц а Б.3- Коэффициент, учитывающий число циклов нагружения**

Коэффициент $\alpha$	Число циклов нагружения
3,15	$0,05 \cdot 10^6$
2,25	$0,2 \cdot 10^6$
1,57	$0,8 \cdot 10^6$
1,25	$2 \cdot 10^6$
1	$5 \cdot 10^6$ и более

Б.11. При расчете креплений строительных конструкций усилие предварительной затяжки и площадь сечения болтов следует определять как для статических нагрузок (см. таблицу Б.1), если в проекте нет специальных указаний.

Б.12. При групповой установке болтов для крепления оборудования значение расчетной нагрузки  $P$ , приходящейся на один болт, следует определять для наиболее нагруженного болта:

$$P = -\frac{N}{n} + \frac{M y_1}{\sum y_i^2}, \quad (\text{Б.3})$$

где  $N$  - расчетная продольная сила;

$M$  - расчетный изгибающий момент;

$n$  - общее число болтов;

$y_1$  - расстояние от оси поворота до наиболее удаленного болта в растянутой зоне стыка;

$y_i$  - расстояние от оси поворота до  $i$ -го болта, при этом учитываются как растянутые, так и сжатые болты.

Ось поворота допускается принимать проходящей через центр тяжести опорной поверхности оборудования или башмака колонн.

Б.13. Для сквозных стальных колонн, имеющих отдельные башмаки, значение расчетной растягивающей нагрузки, приходящейся на один болт, следует определять по формуле

$$P = (M - Nb) / nh, \quad (\text{Б.4})$$

где  $N$ ,  $M$  - соответственно продольная сила и изгибающий момент в сквозной колонне на уровне верха фундамента;

$b$  - расстояние от центра тяжести сечения колонны до оси сжатой ветви;

$n$  - число болтов крепления ветви колонны;

$h$  - расстояние между осями ветвей колонны.

Б.14. Для башмаков стальных сплошных колонн значение расчетной нагрузки, приходящейся на один растянутый болт, следует определять по формуле

$$P = (R_b b_s x - N) / n, \quad (\text{Б.5})$$

где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона;

$b_s$  - ширина опорной плиты башмака;

$x$  - высота сжатой зоны бетона под опорной плитой башмака, определяемая по СНиП 52-01 как для внецентренно сжатых элементов;

$N$  - расчетная продольная сила в колонне;

$n$  - число растянутых болтов, расположенных с одной стороны башмака колонны.

Б.15. Усилие предварительной затяжки болтов  $F_1$  на восприятия горизонтальных (сдвигающих) усилий в плоскости опирания оборудования на фундамент определяется по формуле

$$F_1 = k \frac{Q - Nf}{nf}, \quad (\text{Б.6})$$

где  $k$  - коэффициент стабильности затяжки, принимаемый по таблице Б.1;

$Q$  - расчетная сдвигающая сила, действующая в опорной плоскости;

$N$  - нормальная сила;

$f$  - коэффициент трения, принимаемый равным 0,25;

$n$  - число болтов.

Б.16. При совместном действии вертикальных и горизонтальных (сдвигающих) сил значение усилия затяжки  $F_0$  необходимо определять по формуле

$$F_0 = F + F_1/k. \quad (\text{Б.7})$$

Б.17. Сдвигающую силу  $Q$ , действующую в плоскости изгибающего момента, для сквозных стальных колонн, имеющих отдельные башмаки под ветви колонны, допускается воспринимать силой трения под сжатой ветвью колонны, удовлетворяющей условию

$$Q \leq f \frac{M + N(h-b)}{h}, \quad (\text{Б.8})$$

где обозначения те же, что в формуле (4).

Сдвигающую силу для стальных сплошных колонн, а также для сквозных колонн при действии сдвигающей силы перпендикулярно плоскости изгибающего момента (связевых колонн) допускается воспринимать силой трения от действия продольной силы и силы затяжки болтов, удовлетворяющей условию

$$Q \leq f(n A_{sa} R_{ba} / 4 + N), \quad (\text{Б.9})$$

где  $f$  - коэффициент трения, принимаемый равным 0,25;

$n$  - число болтов для крепления сжатой ветви колонны или число сжатых болтов, расположенных с одной стороны башмака колонны сплошного сечения;

$A_{sa}$  - площадь сечения одного болта;

$N$  - минимальная продольная сила, соответствующая нагрузкам, от которых определяется сдвигающая сила.

Б.18. Минимальную глубину заделки болтов в бетон  $H$  для бетона класса В12,5 и стали марки ВСт3кп2 следует принимать по таблице Б.1.

При других марках стали болтов или другом классе бетона по прочности на сжатие минимальную глубину заделки  $H_0$  следует определять по формуле

$$H_0 = H m_1 m_2, \quad (\text{Б.10})$$

где  $m_1$  - отношение расчетного сопротивления растяжению бетона класса В12,5 к расчетному сопротивлению бетона принятого класса. Для болтов диаметром 24 мм и более, устанавливаемых в скважины готовых фундаментов, коэффициент  $m_1$  следует принимать равным 1;

$m_2$  - отношение расчетного сопротивления растяжению металла болтов принятой марки стали к расчетному сопротивлению стали марки ВСт3кп2.

Б.19. Для конструктивных болтов с отгибами глубину заделки в бетон допускается принимать равной  $15d$ , для болтов с анкерными плитами -  $10d$ , а для болтов, устанавливаемых в скважины, -  $5d$ .

Б.20. Наименьшие допустимые расстояния между осями болтов и от оси крайних болтов до грани фундамента приведены в таблице Б.1.

Расстояния между болтами, а также от оси болтов до грани фундамента допускается уменьшать на  $2d$  при соответствующем увеличении глубины заделки болта на  $5d$ .

Расстояние от оси болта до грани фундамента допускается уменьшать еще на один диаметр при наличии специального армирования вертикальной грани фундамента в месте установки болта.

Во всех случаях расстояние от оси болта до грани фундамента не должно быть менее 100 мм для болтов диаметром 30 мм включ., 150 мм - для болтов диаметром до 48 мм и 200 мм - для болтов диаметром более 48 мм.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При установке спаренных болтов (например, для закрепления несущих стальных колонн зданий и сооружений) следует предусматривать общую анкерную плиту с расстоянием между отверстиями, равным проектному расстоянию между осями болтов, или устанавливать одиночные болты с разбежкой по глубине.

**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
(информационное)  
**ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ**

**Геометрические характеристики**

$A$  - площадь сечения; площадь подошвы фундамента;  
 $A_{sa}$  - площадь поперечного сечения болта (по резьбе);  
 $b$  - ширина сечения;  
 $d$  - внутренний диаметр круглого силоса или сторона квадратного силоса;  
 $t$  - толщина стены;  
 $t_{red}$  - приведенная толщина стены;  
 $y$  - расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения;  
 $H$  - номинальная глубина заделки болта в бетон;  
 $h_w$  - высота от низа сооружения до расчетного уровня грунтовых вод;  
 $e$  - эксцентриситет приложения силы относительно центра тяжести сечения;  
 $u$  - периметр поперечного сечения;  
 $\rho$  - гидравлический радиус.

**Нагрузки, давления, сопротивления**

$M$  - изгибающий момент;  
 $N$  - нормальная сила;  
 $N_u$  - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания;  
 $Q$  - поперечная сила;  
 $P$  - вертикальная нагрузка;  
 $q$  - равномерно распределенная нагрузка на поверхности;  
 $p_v$  - интенсивность вертикального давления грунта;  
 $p_h$  - интенсивность горизонтального давления грунта;  
 $p_{hy}$  - интенсивность горизонтального давления от собственного веса грунта;  
 $p_{hq}$  - интенсивность горизонтального давления от временной нагрузки на поверхности;  
 $p_{hc}$  - интенсивность отрицательного давления от сил сцепления;  
 $p_{hw}$  - интенсивность дополнительного горизонтального давления от грунтовых вод;  
 $p_{ad}$  - интенсивность дополнительного горизонтального давления грунта на стену опускного колодца;  
 $v$  - равномерно распределенная нагрузка от автотранспортных средств;  
 $F_v$  - сумма проекций сил на вертикальную плоскость;  
 $F_{sa}$  - сдвигающая сила;  
 $F_{sr}$  - удерживающая сила;  
 $F$  - значение предварительной затяжки болта;  
 $E$  - модуль деформации грунта основания;  
 $E_b$  - модуль упругости бетона;  
 $E_a$  - активное давление грунта на стену;

$E_{hr}$  - пассивное сопротивление грунта;  
 $I_h$  - момент инерции 1 м сечения стены;  
 $R$  - расчетное продольное давление на грунт; реакция опоры;  
 $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;  
 $R_{ba}$  - расчетное сопротивление металла болтов растяжению;  
 $\alpha_t$  - коэффициент линейной температурной деформации материала;  
 $\alpha_v$  - показатель гибкости днища;  
 $\nu$  - коэффициент Пуассона.

### **Коэффициенты надежности**

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы бетона;  
 $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения;  
 $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке.

### **Характеристики грунтов**

$\gamma$  - удельный вес грунта;  
 $\gamma_s$  - удельный вес скелета грунта;  
 $\gamma_w$  - удельный вес воды;  
 $\gamma_{sb}$  - удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды;  
 $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта;  
 $c$  - удельное сцепление грунта;  
 $\theta_0$  - угол наклона плоскости скольжения грунта к вертикали;  
 $e$  - коэффициент пористости грунта;  
 $f$  - коэффициент трения;  
 $\beta$  - угол наклона поверхности скольжения к горизонту;  
 $\lambda_h$  - коэффициент активного горизонтального давления грунта;  
 $\lambda_{hr}$  - коэффициент пассивного горизонтального давления грунта;  
 $\lambda_0$  - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

УДК 658.562

МКС 91.010.10

---

**Ключевые слова:** сооружения промышленных предприятий, складские здания, строительные материалы, строительные конструкции, помещения, степень огнестойкости, класс конструктивной пожарной опасности здания, подпорные стены, подвалы, тоннели и каналы, опускные колодцы, резервуары, газгольдеры, закрома, бункера, силосы, угольные башни, эстакады, галереи, градирни, башенные копры, трубы, категории по взрывопожарной и пожарной опасности, охрана окружающей среды, безопасность, коррозия, фундамент, высота подпорных стен, давление грунта, устойчивость, и т.д.

---

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының  
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**ҚР ЕЖ 3.02-128-2012**

**ӨНЕРКӘСІПТІК КӘСІПОРЫНДАРДЫҢ ИМАРАТТАРЫ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СВОД ПРАВИЛ  
Республики Казахстан**

**СП РК 3.02-128-2012**

**СООРУЖЕНИЯ  
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная