



## ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ МЕМЛЕКЕТТІК СТАНДАРТЫ

**АВТОМОБИЛЬ ЖОЛДАРЫ**  
Тіреуіш қабырғаларды жобалау кезіндегі талаптар

**ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ**  
Требования при проектировании подпорных стен

**КР СТ 1857-2008**

**Ресми басылым**



**Қазақстан Республикасы Индустрія және сауда министрлігінің  
Техникалық реттеу және метрология комитеті  
(Мемстандарт)**

**Астана**



## **ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ МЕМЛЕКЕТТІК СТАНДАРТЫ**

### **АВТОМОБИЛЬ ЖОЛДАРЫ**

**Тіреуіш қабырғаларды жобалау кезіндегі талаптар**

**ҚР СТ 1857-2008**

**Ресми басылым**

**Қазақстан Республикасы Индустрія және сауда министрлігінің  
Техникалық реттеу және метрология комитеті  
(Мемстандарт)**

**Астана**

**Алғысөз**

1 «Қазақстан жол ғылыми-зерттеу институты» («ҚазЖолҒЗИ» Акционерлік қоғамы, «Автомобиль жолдары» ТК 42 стандарттау жөніндегі техникалық комитеті **ӘЗІРЛЕДІ**

Қазақстан Республикасы Көлік және коммуникация министрлігінің Автомобиль жолдары комитеті **ЕНГІЗДІ**

2 Қазақстан Республикасы Индустрія және сауда министрлігі Техникалық реттеу және метрология комитетінің 2008 жылы 30 желтоқсандағы №670-од бүйрығымен **БЕКІТІЛПІ ҚОЛДАНЫСҚА ЕҢГІЗІЛДІ**

3 Осы стандартта «Қазақстан Республикасы Экологиялық Кодексі» және Қазақстан Республикасының «Автомобиль жолдары туралы» 2002 жылғы 17 шілдедегі № 245-П, «Техникалық реттеу туралы» 2004 жылғы 9 қарашадағы №603-П, «Жол қозғалысының қауіпсіздігі туралы» 1996 жылғы 15 шілдедегі № 29-1 Зандарының нормалары іске асырылды.

Осы стандарт «Автомобиль жолдарын жобалау кезіндегі қауіпсіздік талаптары», «Автомобиль жолдарын пайдалану кезіндегі қауіпсіздік талаптары» техникалық регламенттерімен үйлестірілген.

**4 БІРІНШІ ТЕКСЕРУ МЕРЗІМІ  
ТЕКСЕРУ КЕЗЕНДІЛІГІ**

2014 жыл  
5 жыл

**5 АЛҒАШ РЕТ ЕҢГІЗІЛДІ**

Осы стандартта енгізілетін өзгертулер туралы ақпарат «Стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар» көрсеткішінде жария етіледі, ал өзгертулер мәтіні «Стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар» ай сайынтың ақпараттық көрсеткішінде шығады. Осы стандарттың кайта қараша немесе қолданыстан алып тастаған жағдайда тиісті ақпараттар «Стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар» ақпараттық көрсеткішінде жария етеді.

Осы стандарт Қазақстан Республикасы Индустрія және сауда министрлігінің Техникалық реттеу және метрология комитетінің рұқсатының ресми басылым ретінде толықтай және бөлшектеліп басылыш шығарыла, кебейтіле және таратыла алмайды.

**Мазмұны**

1 Колданылу саласы	1
2 Нормативтік сілтемелер	1
3 Терминдер мен анықтамалар	2
4 Жалпы ережелер	2
5 Құрастырылым материалдары	3
6 Тіреуіш кабыргалардың тииттері	3
7 Құрастырылымдық талаптар	5
8 Есептеудін негізгі ережелері	9
9 Жұктеу	13
10 Топырактың белсенді және белсенді емес қысымын анықтау	15
А қосымшасы. ң үйлестіру коэффициенті	22
Б қосымшасы. Топырақ бойынша қабырга қалауының үйкеліс коэффициенттері	23
В қосымшасы. Материалдар тығыздығы	24
Қосымша. Библиография	25



**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ МЕМЛЕКЕТТІК СТАНДАРТЫ****АВТОМОБИЛЬ ЖОЛДАРЫ****Тіреуіш қабырғаларды жобалау кезіндегі талаптар****Енгізілген күні 2009-07-01****1 Колданылу саласы**

Осы стандарт жалпы пайдаланылатын автомобиль жолдарына колданылады және 9 баллға дейін құрылыштың сейсмикалық есептеу кезінде Қазақстан Республикасының барлық климаттық аумағындағы барлық санаттағы жолдардағы үйінділер мен құстар құламаларын ұстап тұруға арналған бетон, бутобетон және темір бетон тіреуіш қабырғаларды жобалау кезіндегі талаптарды белгілейді.

Стандартты өз құзырет шегінде автомобиль жолдарын жобалау, салу және пайдалануды және оларға құрылыш салуды сондай-ақ олардың сапасы мен қауіпсіздігін бақылауды жүзеге асыратын, мемлекеттік органдар, кәсіпорындар және ұйымдар колданылады.

Стандарт ережесі арнайы мақсаттағы тіреуіш қабырғаларға: сырғымаға карсы, үйіндіге карсы, теңіз және толқын уату көл жагалауын бекіткіш тіреуіш қабырғаларға, сондай-ақ бекемдеу және мембрана типті қабырғаларды және бекемдегу топырағы элементтері болатын қабырғаларды жобалауга колданылмайды.

**2 Нормативтік сілтемелер**

Осы стандартта мынадай стандарттарға сілтемелер пайдаланылды:

ҚР СТ 1053-2002 Автомобиль жолдары. Терминдер мен анықтамалар.

ҚР СТ 1379-2005 Көпір құрылыштары және автомобиль жолдарына арналған суды жіберу құбырлары. Құрастырылымның жакындау габариттері.

ҚР СТ 1380-2005 Көпір құрылыштары және автомобиль жолдарына арналған суды жіберу құбырлары. Жұқтемелері мен әсер етуі.

ҚР СТ 1684-2007 Көпір құрылыштары және автомобиль жолдарына арналған суды жіберу құбырлары. Жобалау бойынша жалпы талаптар.

ҚР СТ \* Көпір құрылыштары және автомобиль жолдарына арналған суды жіберу құбырлары. Бетон және темір бетон құрастырылымдарды жобалау кезіндегі талаптар.

ГОСТ 380-94 Сапасы қарапайым көміртекті болат. Маркалары.

ГОСТ 5781-82 Темір бетон құрастырылымды бекемдегу үшін ыстықтай иленген болат. Техникалық шарттар.

ГОСТ 23279-85 Темір бетон құрастырылымдар мен буйымдарға арналған арқау торлары. Жалпы техникалық шарттар.

\* Стандарт әзірлену сатысында.

ГОСТ 26633-91 Ауыр және ұсак түйіршіктелген бетондар. Техникалық шарттар.

Ескертпе – Осы стандартты қолдану кезінде үстіміздегі жылдың 1 қантарына берілген бойынша құрылған «Стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар» көрсеткіштері бойынша және биылты жыл жария етілген тиісті ақпараттық көрсеткіштер бойынша сілтеме құжаттардың қолданысын тексеруі керек.

### **3 Терминдер мен анықтамалар**

Осы стандартта КР СТ 1053 сәйкес терминдер қолданылады.

### **4 Жалпы ережелер**

4.1 Тіреуіш қабыргаларды жобалау мыналардың негізінде КР СТ 1684 және КР СТ\* стандарт талаптарын ескере отырып жүзеге асырылуға тиіс:

- бас жоспар сыйбаларына (көлденен және тік түрде жобалау);
- инженерлік – геологиялық іздестіру туралы есеп;
- осы жүктеме туралы техникалық тапсырмалар және қажет болған жағдайда жобаланатын құрастырылымға қойылатын талаптар.

4.2 Тіреуіш қабыргалардың құрастырылымы құрылыштың материалдық сыйымдылығын, еңбек сыйымдылығын және құндылығын айтартықтай түсіруді, сондай-ак пайдалану шарттарын ескере отырып құрылыштың нақты шарттарында оларды техникалық – экономикалық тиімді қолдануды негізге ала отырып, нұсқаларды салыстыру негізінде белгіленуге тиіс.

4.3 Халық қоныстанған аймактарда салынатын тіреуіш қабыргалар осы аймактардың сәулеліттік ерекшеліктерін ескере отырып жобалануға тиіс.

4.4 Тіреуіш қабыргаларды жобалау кезінде тұтас құрылыштың сондай-ак салу және пайдаланудың барлық салыстындағы оның жеке элементтерінің қажетті беріктігін, төзімділігін және кеңістіктік өзгермейтіндігін камтамасыз ететін құрастырылымдық сыйбалар қабылдануға тиіс.

4.5 Тіреуіш қабыргалардың жобаларын қоршаған органды корғау органдары келісуге тиіс.

4.6 Жинау құрастырылымының элементтері оларды мамандандырылған кәсіпорындарда өнеркәсіптік дайындау шарттарына сәйкес келуге тиіс.

Жинау құрастырылымының элементтерін максатка лайық үлкейту керек, бұл құрастыру механизмдерінің жүк көтергіштігін, сондай-ак дайындау және тасымалдау шарттарына мүмкіндік береді.

4.7 Монолиттік темір бетон құрастырылымдар үшін типтік арқау бүйімдарын және инверторлық калыпты қолдануға мүмкіндік беретін бірдей калыптар мен габариттік өлшемдер карастырылуға тиіс.

4.8 Тіреуіш қабыргаларды жинау құрастырылымындағы тораптар құрастырылымы және элементтердің косылуы түйісу аумагындағы өз элементтерінің беріктігі күшін сенімді беру, сондай-ак құрастырылым бетоны болатын түйіс жеріне косымша салынған бетонның байланысын камтамасыз етуге тиіс.

4.9 Тіреуіш қабыргалардың құрастырылымын жобалау агрессивті ортада [1] көрсетілген қосымша талаптарды ескере отырып жүргізілуге тиіс.

4.10 Темір бетон құрастырылымын электр жемірілуінен қорғау шараларын жобалау тиісті нормативтік құжаттар талаптарын ескере отырып жүргізілуге тиіс.

## 5 Құрастырылым материалдары

5.1 Қабылданған құрастырылымдық шешімге байланысты тіреуіш қабыргалар темір бетон, бетон және бутобетоннан тұрғызылуға тиіс.

5.2 Құрастырылым материалын тандау техникалық – экономикалық пікірлерге, беріктік талаптарына, жұмыстарды өндіру шарттарына, жергілікті құрылыш материалдар және механизациялау қуралдарының болуына негізделеді.

5.3 Темір бетон және бетон тіреуіш қабыргалар құрастырылымын жобалау кезінде көпір құрылышының темір бетон және бетон құрастырылымдарына көрсетілетін КР СТ\* талаптарын орындау керек.

ГОСТ 26633 бойынша мына кластардан төмен емес бетонды қолдану керек: В25 – темір бетон, В20 – бетон және бутобетон элементтері үшін.

Бетон класы сұыққа төзімділігі бойынша F200, су өтпеушілігі бойынша - W4 кем емес.

Бутоннан салу және блоктардан салу үшін цемент ерітіндісі 100 төмен емес марканы қолдану керек.

Өзекті ыстықтай илenegroн арқау КР СТ \* талаптарына сәйкес А240, А300 және А400 класстарын қолдану керек.

5.4 Қабыргаларды бутобетонмен салу кезінде бетон қоспаға көлемі бойынша 20 % дейін мәлшерде, ірілігі 150 мм кем емес бутон тасын қосу керек.

Бутобетонда салатын бутон тас беріктігі 40 МПа кем емес сұыққа төзімділігі F200 кем емес болуға тиіс.

5.5 Жинау құрастырылымының темір бетон және бетон элементтеріндегі құрастыру (көтеру) ілмектер ГОСТ 5781, ГОСТ 380 бойынша маркасы Ст3сп және Ст3пс А240 класти арқау болатынан немесе маркасы 10ГТ, Ас300 класти болаттардан жасалуға тиіс.

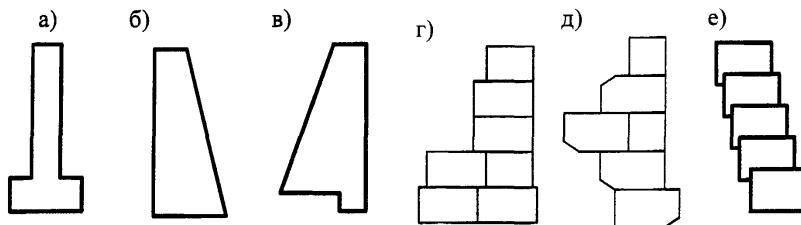
- 40 °C төмен қызық температурада есептеу кезінде Ст3пс болат ілмекті қолдануға рұқсат етілмейді.

## 6 Тіреуіш қабыргалардың типтері

6.1 Құрастырылымдық шешім бойынша тіреуіш қабыргалар көлемді және қабыргасы жұқа болып белгінеді.

Көлемді тіреуіш қабыргаларды қозғалтқандағы тұрақтылығы және

топырақтың көлденең қысымы әсерінде бұзылу қабырганың негізгі меншікті салмағымен қамтамасыз етіледі (1-сурет).



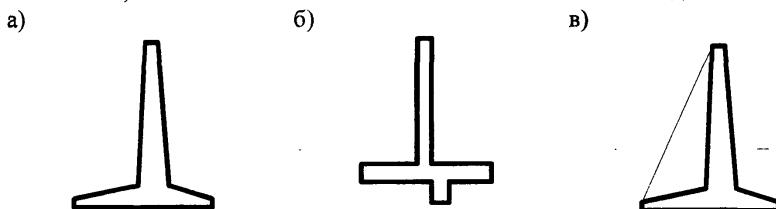
а-в - монолитті; г-е - блокты  
1-сурет – Көлемді тіреуіш қабырғалар

Әдетте, жұқа қабырғалардан қараланда материалдық сыйымдылығы артық және еңбек сыйымдылығы көбірек көлемді тіреуіш қабырғаларды салу кезінде тиісті техникалық-экономикалық негізделуді (мысалы, оларды жергілікті материалдардан салу кезінде, жинау темір бетон және т.б. болмаған жағдайда) қолдана алады.

Көлемді тіреуіш қабырғалар бір-бірінен көлденең профиль және материалдармен (бетон, бутобетон және т.б.) ерекшеленеді.

Қабырғасы жұқа тіреуіш қабырғаларда олардың тұрақтылығы қабырғаның меншікті салмағымен және қабырға құрастырылымы жұмысына қолданылатын топырақ салмағымен (2-сурет) қамтамасыз етіледі.

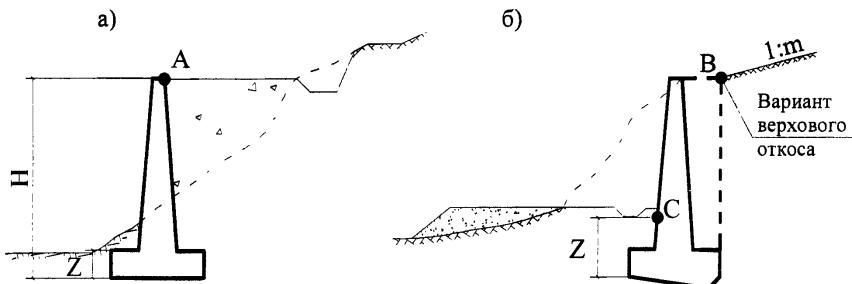
Дайындау тәсілі бойынша қабырғасы жұқа тіреуіш қабырғалар монолиттік, жиналмалы және жиналмалы-монолиттік бола алады.



а – бұрыштық консольды; б – іргетас табаны бойынша «өкіле темірі» болатын бұрыштық; в – контрафорстік

2-сурет – Қабырғасы жұқа тіреуіш қабырғалар

6.2 Жолдың құрастырылымдық элементтеріне қатысты орналастыруы бойынша қабырғалар төменгі және жоғарғы (За және Зб суреттер) болып бөлінеді: төменгі қабырғалар үйінді құламаларын, ал жоғарғысы жол күстарының құламаларын ұстап тұруға арналған.



А – төменгі кабырга; В – жоғарғы кабырга; Н – кабырганың биіктігі;  
Z – кабырга іргетасының табанын салу тереңдігі ;  
m – топырак бетінің құлама коефициенті

3-сурет – Төменгі және жоғарғы тіреуіш кабыргалардың принципиалды сұлбалары

Төменгі тіреуіш кабыргалары тікелей жер төсемінің (А нүктесі, За суреті), жиегінде орналасады, ал жоғарғысы су қайтарғыш кювettің артында орналасады (С нүктесі, З б суреті).

## 7 Құрастырылымдық талаптар

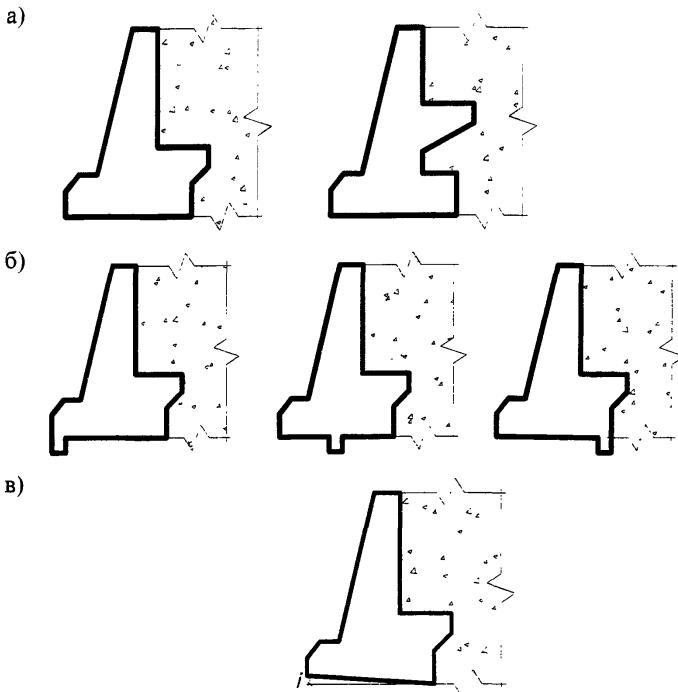
7.1 Тіреуіш кабыргалардың габариттері бір параметрмен – тіреуіш топырағының биіктігімен, яғни жоғарғы және төменгі жоспарлау белгілерінің тұсу айырмашылығымен аныкталады.

7.2. Бұрыштық тіреуіш кабыргасы табанының бастапқы өлшемі  $\phi_n$  топырағының және Н кабыргасының биіктігінің нормативтік ішкі үйкеліс бұрышының кирау призмасының бетіндегі орналасқан біркелкі бөлінген жүктеменің карқындылығына байланысты белгілене алады.

7.3 Көлемді тіреуіш кабыргалар табандарының бастапқы өлшемі (0,5 - 0,7)Н шегінде арналады.

7.4 Тіреуіш кабыргалардың элементтері киылсысуының ең кіші өлшемдері: бутобетон қабыргалар үшін – 0,6 м, темір бетон қабыргалар үшін – 0,1 м болуы ұсынылады.

7.5 Тіреуіш қабырганың тұрақтылығын арттыру үшін төңкерілуге қарсы оның құрастырылымына құю жағынан консолды шығыңқы жерлер (4 а сурет) қарастырылуы керек, сырғанауга қарсы тұрақтылықты арттыру үшін қабырга (4 б сурет) іргетасының табанына «темір өкше» қарастыруы немесе 5 – 10 % реттік (4 в сурет) құю жағына табанын келбеу салу керек.



а) құдо жағының консолды шығынқы жерлері болатын; б) іргетас табаны бойынша «темір өкшесі» болатын; в) табаны көлбейу іргетас

#### 4-сурет – Монолиттік бетон қабырғалар

7.6 Тіреуіш қабырғаның іргетас табанын салу терендігі топырактардың негізінде болған кезде:

- тасты - 0,25 м кем емес,
- тассызы, қабарузыз - 1,0 м кем емес,
- қабарузыз - 0,25 м кем емес топырактың кату терендігін арттыру, бірақ 1,0 м кем емес болуга тиіс.
- Қабырға іргетасының табанын салу терендігі
- жоғарғы қабырға үшін – кювет түбінен,
- төмөнгі қабырға үшін – топырактың жакын бетінен (оған нормаль бойынша) анықталады.

Қабару негізінде топыракта (сазды, күмдау, шанды топырак және ұсак күм, 30 % және одан көп (салмағы бойынша) мөлшерде 0,1 мм дейін өлшемді бөлшектері болатын ірі түйіршікті топырак) кату терендігі 0,25 м артатын терендікке дейін іргетас табанының астында нығыздалған құмнан, ұсакталған тас немесе киышық (киышық тасты) топырактан жасалған арнайы жастық салынған

жағдайда, қабаруыз, тассыз топырақ сияқты іргетасты сондай терендігімен жобалауга рұқсат етіледі.

7.7 100-200 кПа ( $1\text{-}2 \text{ кг}/\text{см}^2$ ) есептеу кедергісі болатын бос топырақтар қабырга негізінде немесе іргетас тақтасының терендігіне тең немесе одан үлкен қату терендігіндегі дәңестігі болатын күмді топырақтар негізінде күмді немесе қырышық тасты жастық болуға тиіс. Табиғи жағысты топырақ қабырга табанынан 600 мм кем емес терендікте алынады және құммен немесе қырышық таспен алмастырылады. Күм қабаттармен салын алынады, сүмен суарып және таптаңғанда.

Жағысты шекті айналмалы құламалары болатын қазан шұнқырда орындау керек. Жағық өлшемдері күм төгү кезінде 0,4 м (0,2 м-ден әр жаққа) және қазан шұнқырға қырышық тас төгү кезінде 0,6 м (0,3 м-ден әр жаққа) табаның тиісті өлшемдерінен артық болуға тиіс.

7.8 Монолиттік қабырганың табан астында табан қырынан 0,1 м кем емес шығып тұратын, қалындығы 0,1 м тегістейтін бетон қабатты салу керек.

Жинау іргетас тақталары қырышық тас топырағында таптаңғанда тегістеген турде дайындалған негізде белгілеу керек. Қырышық тас қабатының қалындығы 0,1 м кем емес болуға және табан қырынан кем дегенде 0,15 м шығып түруға тиіс.

7.9 Бос топырақтар негізінде болатын (тиісті негіздемеде) тіреулі іргетас және т.б. түрінде жасанды негіз болуы мүмкін.

7.10 Тіреуіш қабырганың іргетас табанына бойлық бағытта көлденен алаңда немесе 20 % дейін көлбеу алаңда болу керек. Осы шартты орындау мүмкіндік болмаған жағдайда іргетас табанын сатылы салу керек.

Құрылыштың сейсмикалық аудандарында әр түрлі деңгейде тіреуіш қабырганың арасында секцияларының негізін орналастыру кезінде негіздің бір белгісінен басқаға ету кемер биіктігін оның ұзындығына қатынасы 1:2 болатын кемерлер өндірілуге тиіс.

7.11 Тіреуіш қабыргалар ұзындығы бойынша жеке секциядагы іргетасты қоса, тұра өтегін тік түрдегі температуралық-шегу жіктері барлық ұзындығына бөлінуге тиіс. Әр секцияның ұзындығы:

10 м – монолиттік бутобетондық және бетондық құрастырылымда;

20 м – монолиттік бетондық бекемдеген құрастырылымда;

30 м – жинау темір бетон құрастырылымдарда артық болмауға тиіс.

Тіреуіш қабыргаларды сейсмикалық аумақта орналастыру кезінде 15 м артық болмауға тиіс.

Біркелкі емес топырақтардың тіреуіш қабырга негізінде болатын жіктер арасындағы қашықтығы әр бөліктің іргетас табаны біртекті топыраққа тірелетіндегі осындай есептеумен азайтылуға тиіс.

Жіктер арасындағы қашықтығы құрастырылымды тексеру кезінде есептеумен үлкейтүгे рұқсат етіледі.

Монолиттік тіреуіш қабыргадағы жіктер қара май жағынан тақтаның құрастырылым денесіне қою арқылы орындалады. Жіктер ені 0,03 м тең қабылданады.

7.12 Жоғарғы қабырга көрінісінде топырақтардың 1: m құламамен және қабырганың жалған артқы қырымен дәл келетін құлама түрғыға дейін (В нұктесі, 3-сурет)

қабырғаның жоғарғы жағымен берма құрылғысымен орындалады.

Жоғарғы тіреуіш қабыргалардың кері толтыру құламаның шектік тіктігі 1-кестеге сәйкес келуге тиіс.

1-кесте

$\varphi, {}^\circ$	Есептік сейсмикалық кезде 1:m шектік құлама	
	8 балл	9 балл
30	1:2	1:2,25
35	1:1,5	1:1,75
40	1:1,25	1:1,5

7.13 Тіреуіш қабыргалардың артында кері толтыруды құрғату топырактарымен жүргізу керек..

Жергілікті топырактарды, құмды топырактарды және құрғақ сазды пайдалануға рұқсат етіледі.

Тіреуіш қабыргалардың төменгі жағына кері толтыру [2] талаптарға сәйкес (7-бөлімді қараныз) жүргізілуге тиіс.

Кері толтыруға ауыр және иленді саздарды, сондай-ақ құрамындағы органикалық және ерітінді коспалардың салмағы бойынша 5 % артық топырактады қолдануға рұқсат етілмейді.

7.14 Жазық бетке төгу кезінде тіреуіш қабыргалардың төменгі жағында қауіпсіздік жолағы еніне тен қашықтықта өтетін бөліктің шетінде болатын кедергі типтің қоршауы қарастырылуы керек, КР СТ 1379 нұсқаулығына сәйкес қабылданады (1-кестені қараныз).

7.15 Төтетін жағына қараган тіреуіш қабыргалардың беті гидро оқшаулағышпен қорғалуға тиіс. Битумды ерітінді немесе мастикасы болатын бояулы гидро оқшаулағышты нормативтік күжаттарға сәйкес қолдануға рұқсат етіледі.

7.16 Тұтас тіреуіш қабыргалардың артында (олардың бетінен кері бағытта) тас, шағыл тас немесе қырышық тастан жасалған бойлық топыракты құрғату құрылғының қою керек. Топыракты құрғату құрылғының көлбеуі кем дегенде 4 % болуға тиіс. Топыракты құрғату құрылғыны:

. Дренаж:

- жоғарғы қабыргалар үшін – кювет түбінің үстінде 0,5 м кем емес биіктікте;

- төменгі қабыргалар үшін – топырақ бетінде орналасуы керек.

Топыракты құрғату құрылғының негізі майлы саз қабатынан немесе жинақ темірбетон науалардан орындалуға тиіс.

2- 3 м кейін қабыргада топыракты құрғату құрылғысынан суды шығару үшін (кем дегенде 100 мм санылаумен) терезелер немесе құбырларды қарастыру керек. Блок ені 2 м артық емес, санылаулары болатын жиналмалы темір бетон қабыргалар артында олардың арасында топыракты құрғату құрылғыларды орнатуға рұқсат етілмейді.

7.17 Сырткы кырга атмосфералық суларды бұрып жіберу үшін беткей жерлерде су кайтарғыш кювет қарастырылуға тиіс.

7.18 Нәсер судың ағып кетуінен тіреуіш қабыргалардың беттік жағын қорғау үшін, әсіресе, беткей жерлерде орналасқан қабыргалар үшін «көз жасы» болатын күн қағар құрылғысы немесе кенере блоктарын қондыруды қарастыру керек.

7.19 Қабыргалар шетімен және олардың бойымен тіреуіш қабыргаларды пайдалану қызметтінің ыңғайлы болуы үшін әр 100 м сайын түсетін жер, металл сатылар немесе қабыргаға бекітілген тұтқаларды салу керек. Түсетін жер, сатылар және тұтқалар жігінде болуға тиіс.

7.20 Төсейтін және косатын металл элементтерді жемірілуден қорғау жөніндегі жұмыстар қолданыстағы нормативтік құжаттарға сәйкес жүргізуі керек.

## 8 Есептеудің негізгі ережелері

8.1 КР СТ \* талаптарына сәйкес тіреуіш қабыргалар екі шекті жағдайлар мен есептелуге тиіс.

Бірінші шекті жағдай бойынша мынадай:

- аударылып кетуге және сырғып кетуіне (жылжып кетуіне) қарсы қабыргалардың тұрақтылығына;
- қабыргалардың беріктігіне (материал бойынша) және іргетас жігінің астындағы негіздің беріктігіне есептеулер орындалады.

Екінші шекті жағдай бойынша сызатқа төзімділігіне темір бетон қабыргалар тексеріледі.

8.2 Тіреуіш қабыргаларды есептеу жазықтық жүйесі сияқты орындалуы керек. Қабыргадағы жүктемелер және қабырга артындағы топырактың бетінде ұзындығы 1 м қабырга белгінеге келтіріледі.

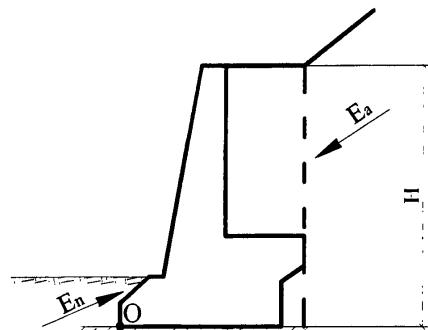
8.3 Есептеу кезінде қабырга іргетасының алдыңғы қыры жағынан казандығы затты төккенде тегістеп қабаттау кезінде шамасы мынадай топырактың пассивті соққы беру шамасын ескеруге рұқсат етіледі:

$E_n:3$  – жоғарғы қабыргалар үшін және  $E_n:5$  – төмениң қабыргалар үшін, мұндағы  $E_n$  – топырактың пассивті қысымының тең әрекет ететін күші.

8.4 Аударылып кетуге және сырғып кетуіне (жылжып кетуіне) қарсы қабыргалардың тұрақтылығы КР СТ 1684 (7.5 және 7.6) нұсқаулығына сәйкес 5 және 6 суреттерде көрсетілген сұлбалары бойынша жүргізіледі.

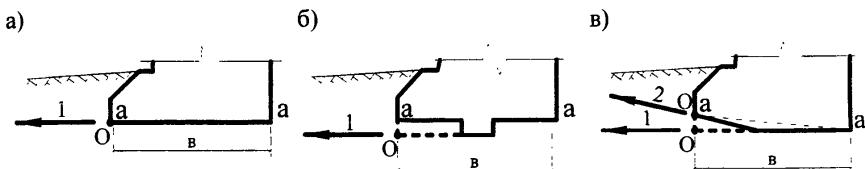
Үйкеліс күшін анықтау үшін А қосымшасында келтірілген топырак бойынша қабырга іргетасын қалаудың үйкеліс коэффициентін пайдалану керек. Топырак бойынша топырактың кажалу коэффициенті  $t_{GF}$  тең қабылдайды, мұндағы  $\phi$  – топырактың ішкі қажалуының есептік бұрышы.

Сырганауга қарсы тұрақтылықты есептеу кезінде топырактың пассивті соққы беру сырғудың болжанатын жазықтығы болатын қабырга іргетасының алдыңғы қырының киылсысуы сыйығының орналасу терендігіне дейін ескеріледі. («О» нұктесі, 6-сурет).



«О» - аударылу нүктесі; Еа – белсенді қысымның тен әрекет ететін күші;  
Ен – пассивті қысымның тен әрекет ететін күші; Н – тіреуіш кабыргалардың биіктігі

5-сурет – Аударылуға қарсы қабырға төзімділігін есептеу сұлбасы



- а) іргетас табанының жазық жазықтығы кезінде;
  - б) «іргетас табаны бойынша өкіле темірлер» болған кезде;
  - в) іргетастын көлбейу табаны кезінде.
- 1 және 2 – болуы мүмкін сырғу сызықтары (жазықтықтары):  
в – іргетас табанының есептелген ені.

6-сурет – Сырғуга қарсы қабырға тұрақтылығын есептеу сұлбалары

**8.5** Айналмалы беткей жерлерде орналаскан тіреуіш қабыргалар, сондай-ақ биіктігі 7 м артық барлық қабыргалар (негізге тассыз топырағы кезінде) дәнгелек цилиндр беті бойынша сырғуга қарсы тұрақтылығы есептелеіні керек. Дәнгелек цилиндр бетінің кескіні осы бет іргетас табанына жанатында немесе одан төмен әтетіндегі етіп қарастырылуы керек. Жер қабат топырағының көтергіш қабат астында орналаскан жағдайда саздар немесе сумен қаныққан құмның, төсейтін саздың қатпарлануы, мынадай есептеулерді биіктігі 3 м артық қабыргалар үшін орындау керек.

**8.6** Дәнгелек цилиндр беті бойынша сырғуга қарсы қабыргалардың тұрақтылығын есептеу тәртібі

Центрі О нүктесінде, радиусі R сырғу сызығының туынды дәнгелек сызығы кезінде (7-сурет)  $M_{cl}$  қозгаушы күшін  $M_{yd}$  ұсталатын күшіне қатынасымен анықталады. Осы кезеңдер «О» нүктесіне катысты мына формула аркылы есептеледі.

$$M_{ca} = R \times \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^* \times \sin \alpha_i \left( 1 + \frac{K_c}{\operatorname{tg} \beta_i} \right), \quad (1)$$

$$M_{ya} = R \times \left[ \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^* \times (\cos \alpha_i - K_c \times \sin \alpha_i) \times \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^{i=n} \ell_i \times c_i \right] \quad (2)$$

мұндағы  $Q_i^*$  – салмақ сүммасына тең күш  $i$  – жүктеме орналастырылған сырғу массивінің бөлігі; сол массив бөліктері үшін олардың шегінде  $Q_i^*$  тіреуіш қабырга күші орналастырылған, оның салмағын ескере отырып анықтайды;

$Q^r = K_c \times Q_i^*$  – сырғу жағынан бағытталған жазық сейсмикалық күш;

$K_c$  – сейсмикалық коэффициенті (9,5 қараныз);

$\alpha_i$  – «О» нүктесі және сырғудың дәнгелек сзығы болатын  $Q_i^*$  бағыттау күшінің қыылсысуы нүктесі арқылы жүргізілген жазық бұрыш пен радиус арасында;

$\beta_i$  – жазық бұрыш пен  $Q^r$  күш косу нүктесімен «О» нүктесін қосатын сзығтың арасындағы бұрышы,  $Q^r$  (ауырлық күш)  $i$  – сырғу массивтің бөлігі);

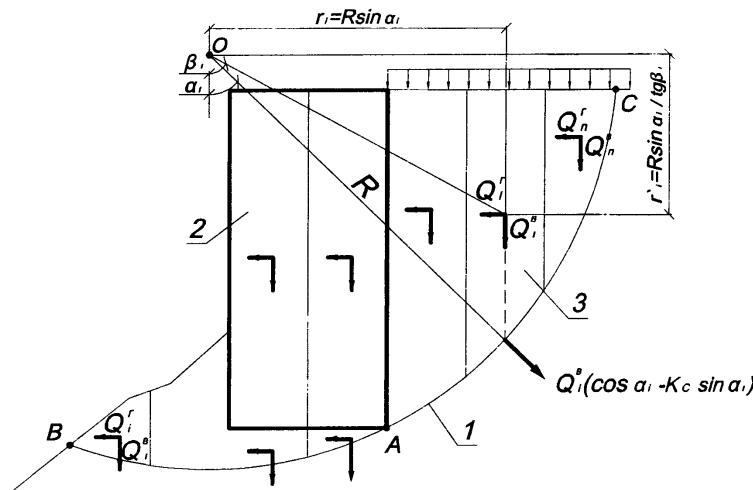
$\varphi_i$  –  $i$  – бөлігі шегінде сырғу бетімен қиылышатын топырактың ішкі қажалуының есептеу бұрышы;

$c_i$  –  $i$  – бөлігі шегінде сырғу бетімен қиылышатын топырактың есептік тіркелі;

$\ell_i$  –  $i$  – бөлігі шегінде сырғу дәнгелек сзығы кесіндісінің ұзындығы.

1 и 2 формула бойынша «О» нүктесі мен  $R$  радиусі шамасының орналасуы әр түрлі сырғудың бірнеше дәнгелек сзығы үшін  $M_{ca}$  және  $M_{ya}$  мәндер анықталады. Осы сырғу сзықтары үшін есептелген  $M_{ca}/M_{ya}$ , қатынасынан жогары мына шартты қанағаттандыруға тиіс.

$$\left( \frac{M_{ca}}{M_{ya}} \right)_{max} \leq 0,7 \quad (3)$$



1 – сырғудың дөнгелек сзықтары; 2 – тіреуіш қабырғалар;  
3 – «i» сырғу массивінің бөлігі

7-сурет – Дөнгелек цилиндр беті бойынша қозғалыска есептеу сұлбасы

8.7 Темір бетон қабырғалардың беріктігін (материал бойынша) есептеу [3] талаптарға сәйкес жүргізуі керек (3.49-3.93 караныз). Бетонның және арқаудың есептік кедергілеріндегі сейсмиктік күштерді есептеу үшін  $m_{kp} = 1,2$  жұмыс шарттарының қосымша коэффициенті енгізіледі.

Ортадан тыс сығылған бетон және бутобетон қабырғалардың беріктігін есептеу кезінде мына формула арқылы кима ауырлығы ортасы арқылы ететін осығе қатысты тең әрекет ететін ереженің эксцентрикситетін тексеру жүргізіледі.

$$e_c \leq 0,8 \times a_c \quad (4)$$

мұндағы  $e_c$  – кима ауырлық орталығына қатысты  $N$  тең әрекет ететін бойлық күшінің эксцентрикситеті;

$a_c$  – айтарлықтай сығылған қырға дейін кима ауырлық ортасы арқылы ететін осындан қашыктығы.

Темір бетон кимасының сыватқа тәзімділігін тексеру [3] талаптары ойынша жүргізу керек. Мұндауда  $a_c$  сыват ашылуының рұқсат етілетін ені 0,03 аспауға тиіс.

8.8 Тіреуіш қабырғалардың іргетас кұрастырылымының есептеулері [3] нұсқаулығына сәйкес орындалуы керек (7-бөлімді караныз).

8.9 Топырақтың ішкі қажалуының  $\phi$  есептік бұрышы топырақтың осы зертханалық зерттеуі бойынша белгіленген ішкі қажалудың  $\phi_n$  нормативтік бұрышына тең. Қабырға артында күрғату топырағын төгу кезінде  $\phi_n = 35^\circ$  қабылдау рұқсат етіледі.

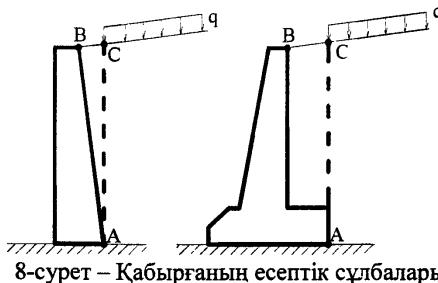
8.10 Тіреуіш кабырганың бүйір беті туралы топырактың дәрежесінде бұрышы  $\delta = 0,5\phi$  деңгелек қабылданады.

8.11 Топырактың ілінің дәрежесінде цилиндр беті бойынша топыракпен бірге сирғуға карсы тұрақтылығына кабыргаларды есептеу кезінде ғана ескерілуі керек.

С топырактың есептік ілінің  $c=0,5c_n$  деңгелек қабылдануы керек, мұндағы  $c_n$  – топырактың осы зертханалық зерттеудің бойынша анықталатын нормативтік тіркелудің зертханалық осы мәндер болмagan жағдайда [4] бойынша қабылдау рұқсат етіледі (1-қосымшасын қараңыз).

8.12 Тіреуіш кабырганың артқы қырының АВ бөлігіндегі топырактың белсенді қысымын анықтау кезінде осы қыр көлбей немесе кемер болса, АВ бөлігінің орынна АС еткір тік қыры карастырылады (8-сурет). АВС призма көлеміндегі топырак салмағы және осы призмада жататын жүктемені кабырганың салмағы ретінде ескеріледі.

Жатық және көлбей орналаскан кабырга кимасының күштері (онын табанды бойынша) осы бөліктің төменгі нүктесі арқылы өтетін құлау жазықтығы кезінде құрылған (осы кимадан топырак бетіне дейінгі кабырга бөлігінде) топырак қысымының эпюрасы бойынша анықталады.



8-сурет – Кабырганың есептік сұлбалары

## 9 Жүктеме

9.1 Кабырга менишкіті салмағының нормативтік жүктемелерінің шамалары материалдың менишкіті салмақтары бойынша анықталады (Б қосымшасы).  $\gamma_n$  топырактың нормативтік тығыздығын топырактың осы зертханалық зерттеудің бойынша белгілеу керек. Құрғату құмдық төклисі үшін  $\gamma_n = 17,7 \text{ kN/m}^3$  белгілеу рұқсат етіледі.

9.2 Төменгі тіреуіш кабыргалар үшін уақытша тік түрдегі жүктеме КР СТ 1380 сәйкес қабылданады.

9.3 АК қозғалмалы жүктемесін коршау сызығының артында тікелей орналастыру керек (9 а суреті). НК-120 және НК-180 жүктемелерін жолдың етпен бөлігінің жиегінде тығыз орналастырады. Екінші шектік жағдай бойынша қабырганы есептеу кезінде АК жүктемесін НК жүктемесіне үксас орналастырады.

### Ескертпелер

АК – еki жолак түріндегі автокөлік құралдарының нормативтік жүктеме;

НК-120 – салмағы 1176 кН донғалақ жүрістегі бір машинадан тұратын нормативтік жүктеме:

НК-180 – тағы да 1764 кН салмағымен.

9.4 Қозғалмалы көлік жүктемелері қ баламалы біркелкі бөлінген жолакты жүктемеге келтіріледі, кПа:

$$- \text{АК үшін } q = [2K \times (0,49 + 9,8)] / (\alpha + 1,7) / 2,5 = 51,45K/\alpha + 1,7,$$

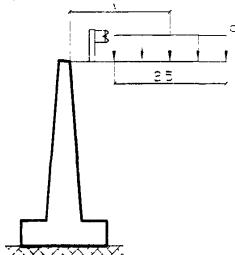
$$\text{мұндағы } \alpha = x \times \operatorname{tg}(45 + \varphi/2), K = 14;$$

$$- \text{НК-120 үшін} - q = 43,6;$$

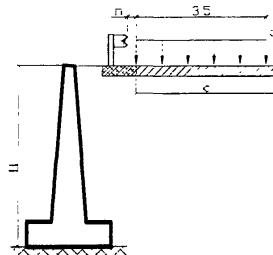
$$- \text{НК-180 үшін} - q = 63,6.$$

АК жүктемесі бойынша сенімділік коэффициентін  $\gamma_f = 1,2$  тен, ал НК-120 және НК-180 үшін  $\gamma_f = 1,0$  деп кабылдау керек.

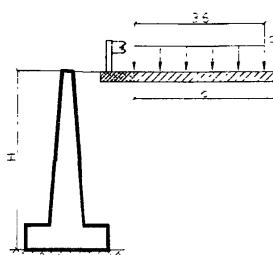
a)



б)



в)



п – каяіпсіздік жолағының ені; б – өтегін белгітің ені, h – төгү биіктігі  
a) АК; б) НК-120; в) НК-180

#### 9-сурет – Ұақытша жүктемелерді орналастыру сұлбалары

9.5 Қабырганың менишкіті салмағынан жүктемені анықтау кезінде  $\gamma_f$  жүктеу бойынша сенімділік коэффициенттері 1,1 немесе 0,9 тен, ал топырак салмағынан 1,2 немесе 0,9 тен болып кабылданады. Көрсетілген екі  $\gamma_f$  мәндерінен әр жағдайда қолданыстағы күштердің айтарлықтай қауіпті киыстырыу альнатындары кабылданады.

9.6 Сейсмикалық әсер етуіне тіреуіш қабыргаларды есептеу кезінде орналастыру ауданының сейсмикалығы [5] бойынша белгіленеді.

9.7 Қабырга салмағының  $S$  жазық сейсмикалық күштері (10-сурет) мына формула бойынша анықталады.

$$S_k = Q_k \times K_c \times \beta_i \times \eta_k \quad (5)$$

мұндағы  $Q_k$  – тіреуіш қабырганың k-элементтің салмағы;

$K_c$  – сейсмикалық есептеу үшін 0,025, 0,05 және 0,10 тен мәнінің коэффициенті сәйкесінше 7, 8 және 9 балл болады.

$\beta_i$  – динамикалық коэффициенті 2,7 тен қабылданатын көлемді тіреуіш қабыргалары үшін [4] сәйкес анықталады;

$\eta_k$  - тербелу формасының коэффициенті [4] сәйкес анықталады.

Көлемді қабыргалар үшін  $\eta_k$  коэффициенті мына формула бойынша анықталуы мүмкін.

$$\eta_k = x_j \times \frac{\sum_{j=1}^n Q_j \times x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j \times x_j^2} \quad (6)$$

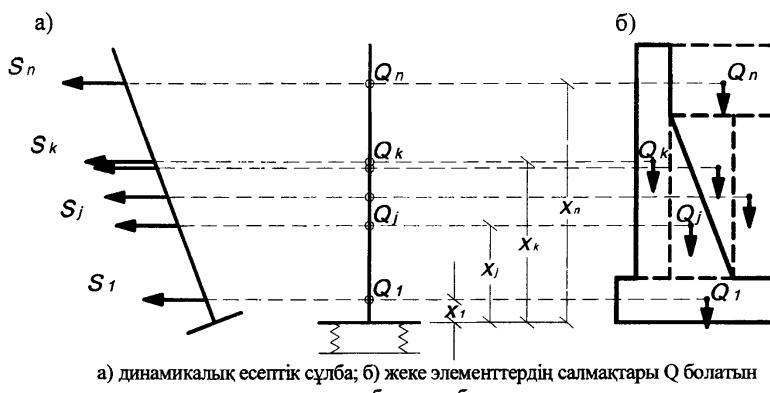
мұндағы  $Q_j$  және  $x_j$  –  $\gamma_f$  коэффициенті бар және қабырғаның есептік негізіне дейінгі оған тиісті арақашықтығын ескере отырып,  $j$ -элементтің салмағы

9.8 Тіреуіш қабыргадағы жүктемелер, кейбір жүктемелер үшін жүктемелердің бір уақыттағы әрекеттер ықтималдығын азайтылуын ескере отырып,  $\eta$  үйлестіруінің төмендеткіш коэффициентін енгізетін кыстырыуда топтастыруды ұсынады.

АК жүктемесінің  $q$  мәні үшін сейсмиканы есепке алу кезінде  $\eta = 0,3$  коэффициенті, ал НК жүктемесі үшін  $\eta = 0$  енгізіледі.

Қабырға салмағынан сейсмикалық жүктемесіне АК жүктемесін есепке алу кезінде  $\eta = 0,8$  коэффициенті енгізіледі.

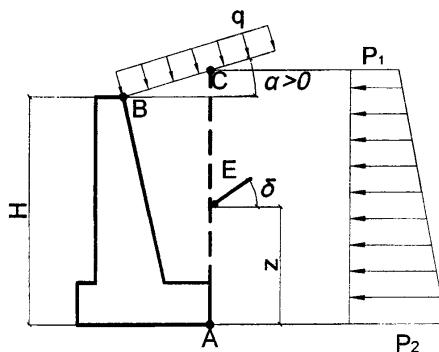
Жүктемелердің ұсынылатын кыстырыруы және оларға тиісті  $\eta$  коэффициенті В қосымшасында беріледі.



10-сурет – Қабырға салмағынан сейсмикалық жүктемені анықтау кезіндегі есептік сұлбалар

## 10 Топырақтың белсенді және белсенді емес қысымын анықтау

10.1 Топырақ беті қарқындылығы  $q$  (11-сурет), бөлінген жүктеме орналасуы мүмкін жазықтықта шектелген жағдайда жоғарғы қабырғалар үшін топырақ бетінен  $h$  терендігіне дейін қабырғасының АС қырының тік түріндегі бөлігіндегі Е топырағының белсенді қысымының күші мына формула бойынша анықталады.



11-сурет – Жоғарғы қабырға белсенді қысымды анықтауға сұлбалар

$$E = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times \left( 1 + \frac{2q}{\gamma \times H} \right) \times \lambda_a \quad (7)$$

мұндағы:  $\lambda_a$  – топырақ белсенді қысымының коэффиценті, мына формула бойынша анықталады

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \varepsilon)(1 + \sqrt{m})^2} \quad (8)$$

$$m = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \times \sin(\varphi + \delta)}{\cos \alpha \times \cos(\delta + \varepsilon)} \quad (9)$$

Есептік сейсмикалығы үшін  $1,5^\circ$ ,  $3^\circ$  және  $6^\circ$  тең  $\varepsilon$  бұрышы сәйкесінше 7, 8 және 9 балл болады. 6 баллға дейін есептеу сейсмикалығы кезінде  $\varepsilon = 0^\circ$ .

$\lambda_a$  мәндері 2-кестеде келтірілген.

2-кесте

$\varphi^\circ$	$\alpha^\circ$	$\lambda_a$			
		Есептік сейсмикалығы, балл			
		6 дейін ( $\varepsilon = 0$ )	7 ( $\varepsilon = 1,5^\circ$ )	8 ( $\varepsilon = 3^\circ$ )	9 ( $\varepsilon = 6^\circ$ )
20	0	0,446	0,457	0,488	0,533
	10	0,532	0,563	0,600	0,689
	20- $\varepsilon$	0,899	0,918	0,940	0,979
25	0	0,367	0,385	0,403	0,444
	10	0,425	0,452	0,478	0,543
	20	0,548	0,600	0,670	-
	25- $\varepsilon$	0,841	0,867	0,891	0,944
30	10	0,343	0,364	0,387	0,437
	20	0,416	0,448	0,486	0,584
	30- $\varepsilon$	0,776	0,806	0,835	0,894

## 2 – кестесінің соны

$\varphi$ °	$\alpha$ °	$\lambda_a$			
		Есептік сейсмикалығы, балл			
		6 дейін ( $\varepsilon = 0$ )	7 ( $\varepsilon = 1,5$ °)	8 ( $\varepsilon = 3$ °)	9 ( $\varepsilon = 6$ °)
35	0	0,246	0,261	0,275	0,308
	10	0,275	0,294	0,312	0,354
	20	0,319	0,347	0,374	0,439
	30	0,423	0,476	0,547	-
	35- $\varepsilon$	0,704	0,735	0,768	0,835
40	0	0,200	0,217	0,226	0,254
	10	0,220	0,236	0,252	0,287
	20	0,251	0,271	0,292	0,341
	30	0,304	0,337	0,373	0,467
	40- $\varepsilon$	0,624	0,659	0,693	0,764

Е топырағының белсенді қысымының күші жазықтықта  $\delta$  бұрышмен көлбеу болған жағдайда және қабырғаның АС қырының жоғарғы нүктесінде  $P_1$  ординатасы болатын сыйыктық сипатты топырак қысымының тен әрекет етегін экспорасы болып табылады (10-сурет).

$$P_1 = q \times \lambda_a \quad (10)$$

және қабырға іргетасы табанын орналастыру терендігінде  $P_2$  ординатасы бар

$$P_2 = (\gamma H + q) \lambda_a \quad (11)$$

Е күші з қашыктықтағы АС қабырғасы қырымен қарастырылатын А нүктесіне түсірілген, яғни мынаған тен.

$$z = \frac{H}{3} \times \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} \quad (12)$$

$$q = 0 \text{ кезде } E = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times \lambda_a, \quad P_1 = 0, \quad P_2 = \gamma \times H \times \lambda_a, \quad z = \frac{H}{3} \quad (13)$$

10.2 Төменгі қабырғалар үшін қабырға қырының (негізгі немесе өткір) тік бөлігіндегі Е топырағының белсенді қысымының күші  $E_i$  барлық мәнінен ен жоғары мәнінен тен мәні қабылданады, олардың шамасы формула бойынша анықталады.

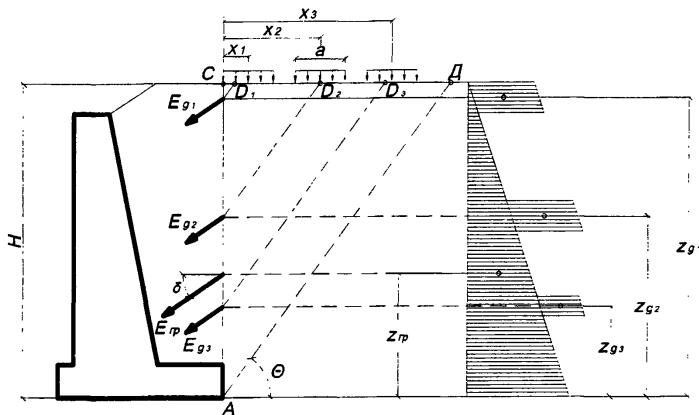
$$E_i = E_{rp} + \sum E_{qj} = (Q_{rp} + \sum qa) \times K_{ij} \quad (14)$$

мұндағы:  $Q_{rp} + \sum qa - ACD$  қулау топыракты призма салмағының қосындысы

(12-сурет) және дөнгелекті орналастыру жеріндегі призмага берілетін уақытша жүктеме салмағы;

$$K_{\lambda_i} = \frac{\sin(\theta_i + \varepsilon - \varphi)}{\cos \varepsilon \times \cos(\theta_i - \varphi - \delta)} \quad (15)$$

$\theta_i$  – қулаудың болжанатын бұрышы.



12-сурет – Төменгі қабырғадагы белсенді қысымды аныктау сұлбасы

Егер, және  $E_g$ , күштері  $\delta$  бұрышымен жазық орналасқан.

$E_{tp}$  күші тең әрекет ететін қысымы болып табылатының қабылданады, оның әпкөрасы үшбұрыш тәрізді болады. Осы күшті түсіру нүктесінен қабырға түбіне дейінгі  $z_{tp}$  қашықтығы (А нүктесі).

$$z_{tp} = \frac{H}{3} \quad (16)$$

$E_g$  әр күшін түсіру нүктесінен А нүктесінде дейінгі  $z_q$  арақашықтығы мына формула бойынша аныкталады.

$$z_q = H - x \times \operatorname{tg}\theta \quad (17)$$

Мұндағы  $x$  – қабырға қырынан  $q$  жүктемесінің жолак осынде дейінгі арақашықтығы

Құлау жазықтығы, ол  $q$  жүктемесі жолағынан сол немесе он жағынан топырак бетінде ығатындағы етіп, екі белікке белінбей қабылдануға тиіс.

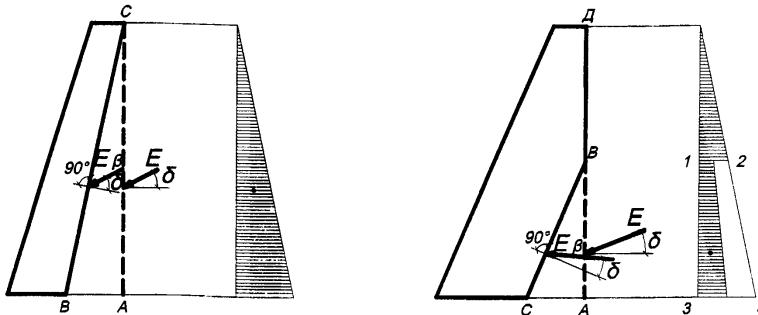
10.3 Егер қабырғаның ВС берілген қыры тәгу жағына  $\beta$  бұрышына көлбей жасаса (13а суреті), онда осы қырдағы топырак қысымының күші мына формула бойынша аныкталады.

$$E_\beta = E \times (1 - \operatorname{tg}\beta \times \operatorname{tg}\phi)^2 \quad (18)$$

Мұндағы:  $E$  – АС жалған қырына топырақ қысымының күші.

a)

б)



13 сурет Артқы қырда көлбеуі болатын қабыргадағы топырақтың белсенді қысымын аныктау сұлбалары.

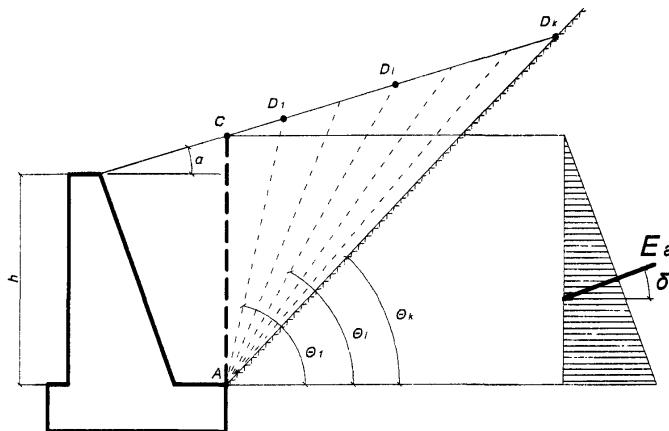
$E_\beta$  күшін түсіру нүктесі  $E$  күшін түсіру нүктесінің деңгейінде орналасырады.  $E_\beta$  күші қабырганың артқы қырындағы жазықтыққа  $\delta$  бұрышымен бағытталған.

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \varphi} > 1,0 \text{ кезде } E_\beta = 0 \text{ деп қабылданады.}$$

(25) формула бойынша төгу жағында көлбеу болатын сол қабырга қырына топырақ қысымының күші анықталады (ВС қыры, 13б суреті).

Осындай жағдайда Е дегеніміз тік жазықтығағы көлбеу қырында қарастырылатын жобасын білдіретін жалған тік қырының сол бөлігіне топырақ қысымының күшін айтады. Мысалы,  $E_\beta$  күшін анықтау кезінде ВС қырындағы қысымы (13б суреті) Е күшінің шамасы ретінде АД тік жалға қырына топырақ қысымынан шамасын анықтауда 1-2-3-4 ауданына тең қабылданады.

10.4 Тасты беткейдегі жогарғы қабыргалар үшін төгу топырағының белсенді қысымы (14-сурет) Е белсенді қысымы үлкен мәніне ие болған кезде топырақты призманың құлау жазықтығын табу арқылы анықталу ұсынылады. Мұндайда  $\theta_1$  құлау бұрышының шамасын ақырындалап оның ең жогары мәнінен ( $\theta_1$ ) беткей көлбеу бұрышының  $\theta_k$  мәніне дейін түсіреді.



14-сурет – Тасты беткейдегі топырақтың белсенді қысымын анықтау үлбасы

$\theta_i$  құлау бұрышының шамасы кезіндегі топырақтың белсенді қысымынына формула бойынша анықталады.

$$E_{\alpha_i} = Q_{gr,i} \times K_{\lambda,i} \quad (19)$$

мұндағы  $Q_{gr,i}$  – АСД<sub>i</sub> топырақты призманың салмағы  
 $K_{\lambda,i}$  – 15 формула бойынша анықталатын коэффициенті.

$\theta_i$  бұрышын  $\theta_i$  бастап  $\theta_k$  дейін төмендету кезіндегі белсенді қысымның шамасы үнемі есіп тұратын жағдайда, онда есептік ретінде  $\theta_k$  беткей көлбеу тиісті бұрышына белсенді қысымның ең жоғары шамасы қабылданады, ал егер белсенді қысымның шамасы есе басталса, содан кейін түсетін жағдайда, онда есептік ретінде  $q = 0$  кезіндегі (9) формула бойынша анықтай отырып, алынған мәндердің ішінен ең үлкені қабылданады.

10.5 Қабырганың тік белгіндегі  $E_n$  топырағының кальпты пассивті қысым күшінына формула арқылы анықталады. (15-сурет).

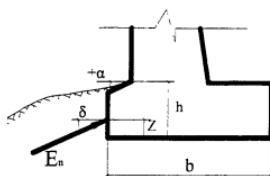
$$E_n = \frac{\gamma \times h^2}{2} \times \lambda_n \quad (20)$$

мұндағы  $\lambda_n = \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos(\delta + \epsilon)(1 - \sqrt{m})^2}$ , (21)

$m$  – 15-сурет бойынша  $\alpha$  бұрышының оң мәнін қабылдай отырып, (9) формула бойынша анықталады.

$\lambda_n$  мәндері 3-кестеде көлтірілген.

Жазықтыққа дұрыштымен көлбеу  $E_n$  күші қабырганың төменгі жағынан  $z = h : 3$  қашықтықта түсірілген.



15-сурет - Топырактың пассивті қысымын анықтау сұлбасы

3-кесте

$\varphi^\circ$	$\alpha^\circ$	$\lambda_a$			
		Есептік сейсмикалығы, балл			
		6 дейін ( $\varepsilon = 0$ )	7 ( $\varepsilon = 1,5^\circ$ )	8 ( $\varepsilon = 3^\circ$ )	9 ( $\varepsilon = 6^\circ$ )
20	0	2,64	2,57	2,5	2,35
	10	1,83	1,75	1,68	1,50
	20-ε	0,90	0,92	0,94	0,98
25	0	3,55	3,47	3,38	3,21
	10	2,37	2,29	2,21	2,03
	20	1,46	1,36	1,24	-
	25-ε	0,84	0,87	0,89	0,94
30	0	5,00	4,86	4,75	4,51
	10	3,17	3,06	2,96	2,76
	20	1,95	1,85	1,76	1,54
	30-ε	0,78	0,81	0,83	0,89
35	0	7,40	7,13	7,04	6,73
	10	4,36	4,22	4,10	3,86
	20	2,60	2,48	2,38	2,16
	30	1,39	1,28	1,15	-
	35-ε	0,70	0,73	0,76	0,83
40	0	11,90	11,60	10,98	10,77
	10	6,31	6,11	5,93	5,60
	20	3,59	3,41	3,28	3,03
	30	1,92	1,82	1,71	1,47
	40-ε	0,62	0,66	0,69	0,76

**А қосымшасы  
(міндетті)**

**η үйлестіру коэффициенті**

Кыстырылуға кіретін жүктеме нөмірі	Жүктеме нөмірі							
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8
Кабырғаның меншікті салмағы	Кабырғаның меншікті салмағы	Топырақтың белсенді қысымы	Топыракт ың пассивті қысымы	Құлау призмадағы АК уақытша жүктемелерді есепке ала отырып, топырақтың белсенді қысымы	Құлау призмадағы НК-80, НК-120, НК-180 уақытша жүктемелерді ескере отырып, топырақтың белсенді қысымы	Қабырға салмағы нан сейсмикалық жүктемесіз сейсмикалық жүктемелерді ескере отырып, топырақтың белсенді қысымы	Уақытша жүктемесіз сейсмикалық жүктемелерді ескере отырып, топырақтың белсенді қысымы	Құлау призмадағы АК сейсмикалық жүктемелер мен автокөлік жүктемелерді ескере отырып, топырақтың белсенді қысымы
1, 2, 3	1	1	1	-	-	-	-	-
1, 3, 4	1	-	1	1	-	-	-	-
1, 3, 5	1	-	1	-	1	-	-	-
1, 3, 6, 7	1	-	1	-	-	1	1	-
1, 3, 6, 8	1	-	1	-	-	0,8	-	1*

\* төмендетілген тік түрдегі автоколік жүктеме кезінде ( $\eta = 0,3$  коэффициентімен)

**Б қосымшасы**  
*(анықтамалық)*

Топырақ бойынша қабырға қалауының үйкеліс коэффициенттері

Iргетас астындағы топырақ	Үйкеліс коэффициенті
1 Беті шайылған тасты топырактар (сазды әк тас, тақты тастық және т.б.) және балшық:	
а) ылғалды жағдайда	0,25
б) күргақ жағдайда	0,30
2 Сазды және құмайт топырактар	0,30
3 Құм	0,40
4 Киыршық тас және малта тас топырактар	0,50
5 Беті шайылған тасты топырактар	0,60

**В қосымшасы**  
*(анықтамалық)*

**Материалдар тығыздығы**

Материалдар атауы	Тығыздығы , тс/м <sup>3</sup>
1 Темірбетон	2,5
2 Бетон және бутобетон	2,4

**Қосымша**  
*(анықтамалық)*

**Библиография**

[1] ҚР СНЖЕ 3.04.03-85 Құрылыш құрастырылымдарды және құрылыштарды жемірілуден қорғау.

[2] ҚР СНЖЕ 3.03-09-2006 Автокөлік жолдары.

[3] ҚР СНЖЕ 2.05.03-84\* Көпірлер мен құбырлар

[4] ҚР СНЖЕ 5.01.01-2002 Ғимараттар мен құрылыштардың негіздері.

[5] ҚР СНЖЕ II-7-81\* Сейсмикалық аудандардағы құрылыш.

---

**ӘОЖ 624.21:625.7/8**

**МСЖ 93.040**

**ЭКТӨЖ 45.21.21**

---

**Түйінді сөздер:** автомобиль жолдары, тіреуіш қабырғалар, көлемді және жұқа қабырғалар, жоғарғы және төменгі қабырғалар, сейсмикалық жағдайлар, шектеулі жағдайлар

---



---

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

---

**ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ**

**Требования при проектировании подпорных стен**

**СТ РК 1857-2008**

**Издание официальное**

**Комитет по техническому регулированию и метрологии  
Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан  
(Госстандарт)**

**Астана**

**Предисловие**

**1 РАЗРАБОТАН** Акционерным обществом «Казахстанский дорожный научно-исследовательский институт» (АО «КаздорНИИ»), ТК 42 по стандартизации «Автомобильные дороги»

**ВНЕСЕН** Комитетом автомобильных дорог Министерства транспорта и коммуникаций Республики Казахстан

**2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ** Приказом председателя Комитета по техническому регулированию и метрологии Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан от 30 декабря 2008 г. № 670-од

**3** В настоящем стандарте реализованы нормы «Экологического Кодекса Республики Казахстан» и законов Республики Казахстан «Об автомобильных дорогах» от 17 июля 2002 г. № 245-II, «О техническом регулировании» от 9 ноября 2004г. № 603-II, «О безопасности дорожного движения» от 15.07.1996г. № 29-1

Настоящий стандарт гармонизирован с техническими регламентами «Требования безопасности при проектировании автомобильных дорог» от 31 марта 2008 года № 307 и «Требования безопасности при эксплуатации автомобильных дорог» от 27 марта 2008 года № 294.

**4 СРОК ПЕРВОЙ ПРОВЕРКИ  
ПЕРИОДICНОСТЬ ПРОВЕРКИ**

2014 год  
5 лет

**5 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ**

Информация об изменениях к настоящему стандарту публикуется в указателе «Нормативные документы по стандартизации», а текст изменения - в ежемесячных информационных указателях «Нормативные документы по стандартизации». В случае пересмотра или отмены настоящего стандарта соответствующая информация будет опубликована в информационном указателе «Нормативные документы по стандартизации»

Настоящий стандарт не может полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Комитета по техническому регулированию и метрологии Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан

**Содержание**

1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	2
4 Общие положения	2
5 Материалы конструкций	3
6 Типы подпорных стен	4
7 Конструктивные требования	5
8 Основные положения расчета	9
9 Нагрузки	13
10 Определение активного и пассивного давления грунта	17
Приложение А. Коэффициенты сочетания $\eta$	24
Приложение Б. Коэффициенты трения кладки фундамента стены по грунту	25
Приложение В. Плотность материалов	26
Приложение. Библиография	27

**CT PK 1857-2008**

**ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ**

**Требования при проектировании подпорных стен**

**Дата введения 2009-07-01**

**1 Область применения**

Настоящий стандарт распространяется на автомобильные дороги общего пользования и устанавливает требования при проектировании бетонных, бутобетонных и железобетонных подпорных стен, предназначенных для поддержания откосов насыпей и выемок на дорогах всех категорий во всех климатических зонах Республики Казахстан при расчетной сейсмичности сооружений до 9 баллов.

Стандарт применяется государственными органами, предприятиями и организациями в пределах их компетенции, осуществляющими проектирование, строительство и эксплуатацию автомобильных дорог и сооружений на них, а также контроль за их качеством и безопасностью.

Положения стандарта не распространяются на подпорные стены специального назначения: противооползневые, противообвальные, морские и волноотбойные, речные берегоукрепительные, а также на проектирование стен анкерного и мембранных типов и стен с элементами, армирующими грунт.

**2 Нормативные ссылки**

В настоящем стандарте использованы ссылки на следующие стандарты:

СТ РК 1053-2002 Автомобильные дороги. Термины и определения.

СТ РК 1380-2005 Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Нагрузки и воздействия.

СТ РК 1684-2007 Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Общие требования по проектированию.

СТ РК\* Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Требования при проектировании бетонных и железобетонных конструкций.

ГОСТ 380-94 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки.

ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

\* Стандарт находится в стадии разработки

## **СТ РК 1857-2008**

ГОСТ 23279-85 Сетки арматурные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия.

ГОСТ 26633-91 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.

**П р и м е ч а н и е -** При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных документов по указателю «Нормативные документы по стандартизации», составленному по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим стандартом следует руководствоваться замененным (измененным) стандартом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей это ссылку.

### **3 Термины и определения**

В настоящем стандарте применяются термины в соответствии с СТ РК 1053.

### **4 Общие положения**

4.1 Проектирование подпорных стен должно осуществляться с учетом требований СТ РК 1684 и СТ РК\* на основании:

- чертежей генерального плана (горизонтальной и вертикальной планировки);
- отчета об инженерно-геологических изысканиях;
- технического задания, содержащего данные о нагрузках и, при необходимости, особые требования к проектируемой конструкции.

4.2 Конструкция подпорных стен должна устанавливаться на основании сравнения вариантов, исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалаомкости, трудоемкости и стоимости строительства, а также с учетом условий эксплуатации.

4.3 Подпорные стены, сооружаемые в населенных пунктах, следует проектировать с учетом архитектурных особенностей этих пунктов.

4.4 При проектировании подпорных стен должны приниматься конструктивные схемы, обеспечивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость сооружения в целом, а также отдельных его элементов на всех стадиях возведения и эксплуатации.

4.5 Проекты подпорных стен должны согласовываться с органами охраны окружающей среды.

4.6 Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям промышленного изготовления их на специализированных предприятиях.

Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, а также условия

изготовления и транспортирования.

4.7 Для монолитных железобетонных конструкций следует предусматривать унифицированные опалубочные и габаритные размеры, позволяющие применять типовые арматурные изделия и инвентарную опалубку.

4.8 В сборных конструкциях подпорных стен конструкции узлов и соединений элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции.

4.9 Проектирование конструкций подпорных стен при наличии агрессивной среды должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых [1].

4.10 Проектирование мер защиты железобетонных конструкций от электрокоррозии должно производиться с учетом требований соответствующих нормативных документов.

## **5 Материалы конструкций**

5.1 В зависимости от принятого конструктивного решения подпорные стены могут возводиться из железобетона, бетона и бутобетона.

5.2 Выбор конструктивного материала обусловливается технико-экономическими соображениями, требованиями долговечности, условиями производства работ, наличием местных строительных материалов и средств механизации.

5.3 При проектировании конструкций железобетонных и бетонных подпорных стен следует выполнять требования СТ РК\*, предъявляемые к железобетонным и бетонным конструкциям мостовых сооружений.

Бетон следует применять по ГОСТ 26633 классов не ниже: для железобетонных элементов - В25, бетонных и бутобетонных - В20.

Марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости должны приниматься в соответствии с требованиями СТ РК \*.

Цементный раствор для бутовой кладки и кладки из блоков следует применять марки не ниже 100.

Стержневую горячекатаную арматуру следует применять классов А240, А300 и А400 в соответствии с требованиями СТ РК\*.

5.4 При бутобетонной кладке стен в бетонную смесь следует добавлять бутовый камень крупностью не менее 150 мм в количестве до 20 % по объему.

Бутовый камень кладки в бутобетоне должен иметь прочность не менее 40 МПа и морозостойкость не менее F200.

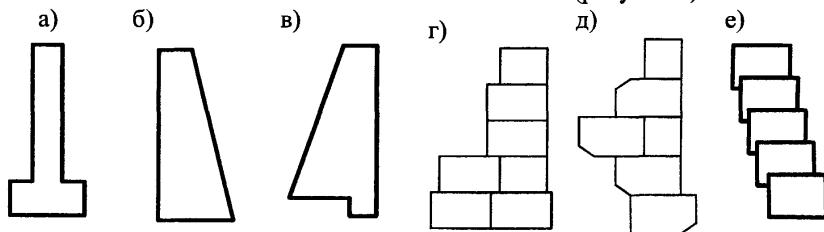
5.5 В сборных железобетонных и бетонных элементах конструкций монтажные (подъемные) петли должны выполняться из арматурной стали класса А240 марки Ст3сп и Ст3пс или из стали класса Ас300 марки 10ГТ по

При расчетной зимней температуре ниже минус 40 °С применение для петель стали Ст3пс не допускается.

## 6 Типы подпорных стен

6.1 По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные и тонкостенные.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывание при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены (рисунок 1).



а-в - монолитные; г-е - блочные

Рисунок 1 - Массивные подпорные стены

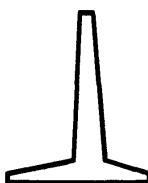
Как правило, массивные подпорные стены более материлоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т.д.).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т.д.).

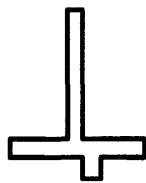
В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу (рисунок 2).

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

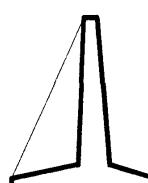
а)



б)



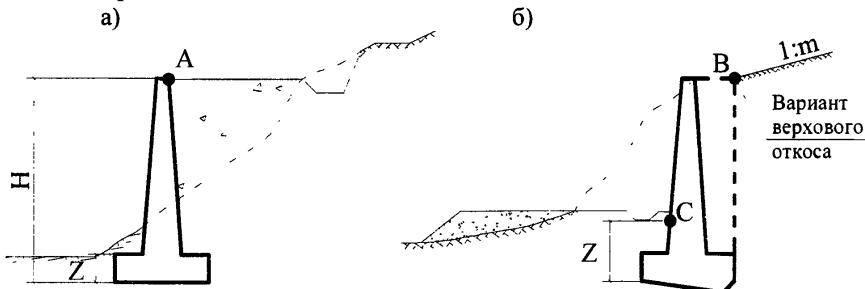
в)



а - утолковые консольные; б - угловые со «шпорой» по подошве фундамента;  
в - контрфорсные

Рисунок 2 - Тонкостенные подпорные стены

6.2 По расположению относительно конструктивных элементов дороги стены подразделяются на низовые и верховые (рисунки За и 3б): низовые стены предназначены для поддержания откосов насыпи, а верховые - откосов выемок дорог.



А - низовая стена; В - верховая стена; Н - высота стены;  
Z - глубина заложения подошвы фундамента стены;  
m - коэффициент откоса поверхности грунта

Рисунок 3 - Принципиальные схемы низовых и верховых подпорных стен

Низовые подпорные стены располагаются непосредственно у бровки земляного полотна (точка А, рисунок 3а), а верховые - за водоотводным кюветом (точка С, рисунок 3б).

## 7 Конструктивные требования

7.1 Габариты подпорных стен определяются одним параметром - высотой подпора грунта, т.е. разностью перепада верхних и нижних планировочных отметок.

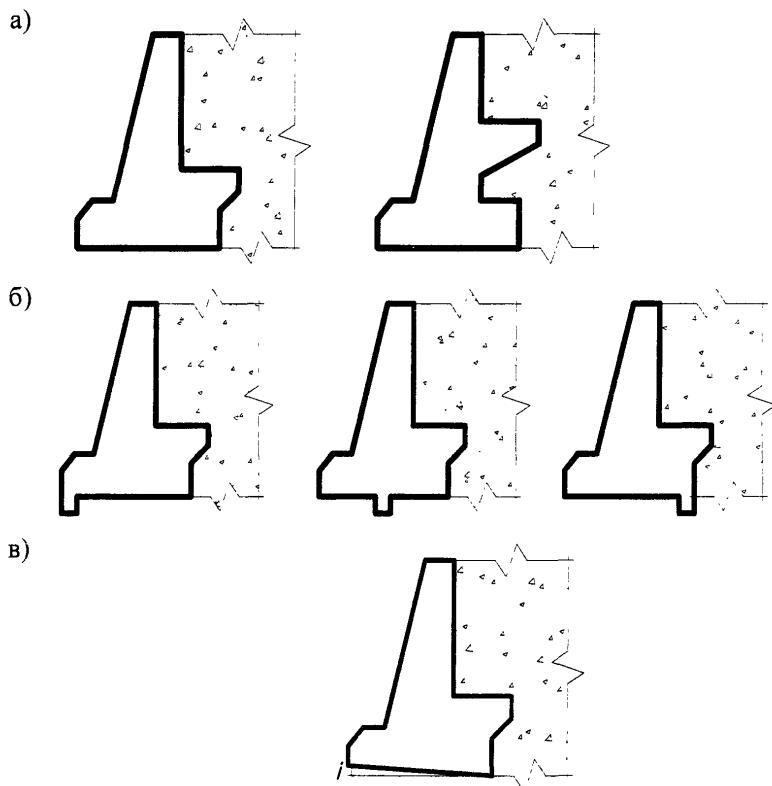
7.2 Минимальные размеры сечений элементов подпорных стен следует принимать: для бутобетонных стен - 0,6 м, для бетонных - 0,4 м, для железобетонных монолитных - 0,2 м, для сборных – 0,15 м.

7.3 Толщина защитного слоя бетона рабочей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры железобетонных подпорных стен должна быть 50 мм, конструктивной - не менее 30 мм.

7.4 Для повышения устойчивости подпорной стены против опрокидывания в ее конструкции со стороны засыпки следует предусматривать консольные выступы (рисунок 4, а), для повышения устойчивости против скольжения предусматривать «шпору» в подошве

## СТ РК 1857-2008

фундамента стены (рисунок 4, б) или устраивать уклон подошвы в сторону засыпки порядка (5 – 12) % (рисунок 4, в).



а) с консольным выступом стороны засыпки; б) со «шпорой» по подошве фундамента; в) с наклонной подошвой фундамента

Рисунок 4 – Монолитные бетонные стены

7.5 Глубина заложения подошвы фундамента подпорной стены должна быть при наличии в основании грунтов:

- скальных - не менее 0,25 м,
- нескальных непучинистых - не менее 1,0 м,
- пучинистых - не менее чем на 0,25 м превышать расчетную глубину промерзания грунта, но не менее 1,0 м.

Глубина заложения подошвы фундамента стены определяется:

- для верховой - от дна кювета,
- для низовой - от ближайшей поверхности грунта (по нормали к ней).

При грунтах в основании, подверженных пучению (суглинки, супеси, пылеватые и мелкие пески и крупнообломочные грунты, содержащие частицы размером до 0,1 мм в количестве 30 % и более (по массе)), допускается проектировать фундамент с такой же глубиной заложения, как и в случае непучинистых нескальных грунтов при условии, что под подошвой фундамента до глубины, на 0,25 м превышающей глубину промерзания, устраивается специальная подушка из утрамбованного песка, щебня или гравийного (гравелистого) грунта.

7.6 При наличии в основании стены слабых грунтов с расчетным сопротивлением (100-200) кПа либо пучинистых глинистых грунтов при глубине промерзания, равной или большей, чем заглубление фундаментной плиты, основанием должна служить песчаная или щебеночная подушка. Грунт естественного залегания вынимается на глубину не менее 600 мм от подошвы стены и заменяется песком или щебнем. Песок отсыпается слоями, поливается водой и утрамбовывается.

Подушку следует выполнять в котловане с предельно крутыми откосами. Размеры подушки должны быть больше соответствующих размеров подошвы на 0,4 м (по 0,2 м в каждую сторону) при засыпке песком и на 0,6 м (по 0,3 м в каждую сторону) при засыпке котлована щебнем.

7.7 Под подошвой монолитной стены следует устраивать выравнивающий бетонный слой площадки толщиной 0,1 м, который должен выступать за грань подошвы не менее чем на 0,1 м.

Сборные фундаментные плиты следует устанавливать на подготовленное основание в виде утрамбованного в грунт щебня. Толщина слоя щебня должна приниматься не менее 0,1 м и выступать за грани подошвы не менее чем на 0,15 м.

7.8 При наличии в основании слабых грунтов (при соответствующем обосновании) может быть выполнено искусственное основание в виде свайного ростверка и т.д.

7.9 В продольном направлении подошву фундамента подпорной стены следует располагать на горизонтальной площадке или на площадке с уклоном до 20 %. При невозможности выполнения этого условия подошву фундамента следует устраивать ступенчатой.

В сейсмических районах строительства при расположении оснований смежных секций подпорной стены в разных уровнях переход от одной отметки основания к другой должен производиться уступами с отношением высоты уступа к его длине 1:2.

7.10 Подпорные стены по длине должны быть разделены сквозными вертикальными температурно-усадочными швами на всю высоту, включая фундамент, на отдельные секции. Длина каждой секции должна быть не более:

10 м - в монолитных бутобетонных и бетонных конструкциях;

20 м - в монолитных бетонных армированных конструкциях;

## **СТ РК 1857-2008**

30 м - в сборных железобетонных конструкциях.

При расположении подпорных стен в сейсмической зоне длина секции должна быть не более 15 м.

При наличии в основании подпорной стены неоднородных грунтов расстояния между швами должны быть уменьшены с таким расчетом, чтобы подошва фундамента каждого отсека опиралась на однородный грунт.

Расстояние между швами допускается увеличивать при проверке конструкции расчетом.

Швы в монолитных подпорных стенах выполняются путем постановки в тело конструкции просмоленной доски. Ширина швов принимается равной 0,03 м.

7.11 Обратная засыпка за верховыми стенами выполняется с откосом 1: m и устройством бермы по верху стены до подножия откоса (точка В, рисунок 3), совпадающего с фиктивной задней гранью стены.

Предельная крутизна откоса обратной засыпки верховых подпорных стен должна соответствовать таблице 1.

Т а б л и ц а 1

$\phi, {}^\circ$	Предельный откос 1:m при расчетной сейсмичности	
	8 баллов	9 баллов
30	1:2	1:2,25
35	1:1,5	1:1,75
40	1:1,25	1:1,5

7.12 Обратную засыпку за подпорными стенами следует производить дренирующими грунтами.

Допускается использовать местные грунты - супеси и сухие суглинки.

Обратную засыпку за низовыми подпорными стенами следует выполнять в соответствии с требованиями [2] (см. раздел 7).

Не допускается применять для обратных засыпок тяжелые и пластичные глины, а также грунты, содержащие более 5 % по массе органических и растворимых включений.

7.13 На низовых подпорных стенах при горизонтальной поверхности засыпки следует предусматривать ограждение барьерного типа, которое располагается от края проезжей части на расстоянии, равном ширине полосы безопасности.

7.14 Поверхность подпорных стен, обращенная в сторону засыпки, должна быть защищена гидроизоляцией. Допускается применение окрасочной гидроизоляции с битумными растворами или мастиками в соответствии с нормативными документами.

7.15 За сплошными подпорными стенами (вдоль обратной их поверхности) следует устраивать продольный дренаж из камня, щебня или

гравия. Уклон дренажа должен быть не менее 4 %. Дренаж следует располагать:

- для верховых стен – на высоте не менее 0,5 м над дном кювета;
- для низовых стен – над поверхностью грунта.

Основание дренажа должно быть выполнено из слоя жирной глины или сборных железобетонных желобов.

В теле стены через (2 - 3) м необходимо предусмотреть окна или трубы (отверстием не менее 100 мм) для выпуска воды из дренажа. За сборными железобетонными стенами из блоков, шириной не более 2 м с зазорами между ними, продольный дренаж допускается не устраивать.

7.16 На косогорных участках для отвода атмосферных вод за тыльной гранью подпорной стены должен быть предусмотрен водоотводный кювет.

7.17 Для защиты лицевой поверхности подпорной стены от подтеков ливневой воды, особенно для стен, расположенных на косогорных участках, следует предусматривать устройство козырька со “слезником” или установку карнизных блоков.

7.18 Для удобства эксплуатационного обслуживания у подпорных стен по концам стен и вдоль их через каждые 100 м следует устраивать сходы, металлические лестницы или скобы, заделанные в стену. Сходы, лестницы и скобы должны находиться за обочиной.

7.19 Работы по антикоррозионной защите закладных и соединительных металлических элементов следует проводить в соответствии с действующими нормативными документами.

## **8 Основные положения расчета**

8.1 Подпорные стены следует рассчитывать по двум предельным состояниям.

По первому предельному состоянию выполняются расчеты на:

- устойчивость стены против опрокидывания и скольжения (сдвига);
- на прочность стены (по материалу) и прочность основания под подошвой фундамента.

По второму предельному состоянию проверяются железобетонные стены на трещиностойкость.

8.2 Расчет подпорной стены следует выполнять как плоской системы. Действующие нагрузки на стену и на поверхность грунта за стеной, приводятся к участку стены длиной 1 м.

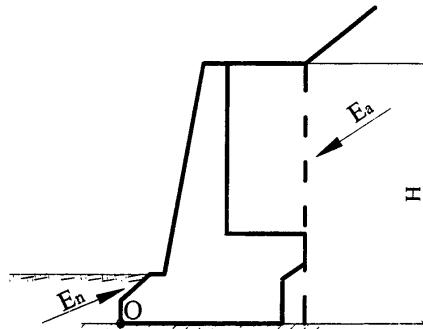
8.3 При послойной с трамбованием засыпке котлована со стороны передней грани фундамента стены при расчете разрешается учитывать величину пассивного отпора грунта величиной:  $E_n;3$  - для верховых стен и  $E_n;5$  - для низовых стен, где  $E_n$  – равнодействующая сила пассивного давления грунта.

## СТ РК 1857-2008

8.4 Устойчивость стены против опрокидывания и скольжения производится по схемам, представленным на рисунках 5 и 6 в соответствии с указаниями СТ РК 1684 (см. 7.5 и 7.6).

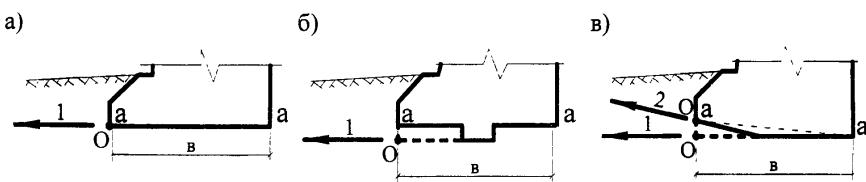
При определении силы трения следует использовать коэффициенты трения кладки фундамента стены по грунту, приведенные в приложении Б. Коэффициент трения грунта по грунту принимают равным  $\operatorname{tg}\phi$ , где  $\phi$  - расчетный угол внутреннего трения грунта.

Пассивный отпор грунта при расчете устойчивости против скольжения учитывается до глубины расположения линии пересечения передней грани фундамента стены с предполагаемой плоскостью скольжения (точка «О» на рисунке 6).



«О» - точка опрокидывания;  $E_a$  - равнодействующая сила активного давления;  
 $E_n$  - равнодействующая сила пассивного давления;  $H$  - высота подпорных стен

Рисунок 5 – Схема к расчету устойчивости стены против опрокидывания



- a) при горизонтальной плоскости подошвы фундамента;
  - б) при наличии «шпоры по подошве фундамента»;
  - в) при наклонной подошве фундамента.
- 1 и 2 – возможные линии (плоскости) скольжения;  
 в – расчетная ширина подошвы фундамента.

Рисунок 6 – Схемы к расчету устойчивости стены против скольжения

8.5 Подпорные стены, расположенные на крутых косогорах, а также все стены полной высотой более 7 м при неескальных грунтах в основании, следует рассчитывать на устойчивость против скольжения по круглоцилиндрической поверхности. Очертание круглоцилиндрической поверхности следует предусматривать таким, чтобы эта поверхность касалась подошвы фундамента или проходила ниже ее. В случае расположения под несущим слоем грунта пласта глины или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глиной, такой расчет необходимо выполнять и для стен с высотой более 3 м.

8.6 Порядок расчета устойчивости стен против скольжения по круглоцилиндрической поверхности.

При произвольной круговой линии скольжения радиуса R с центром в точке О (рисунок 7) определяется отношение момента сдвигающих сил  $M_{cd}$  к моменту удерживающих сил  $M_{ud}$ . Эти моменты вычисляются относительно точки «О» по формулам

$$M_{cd} = R \times \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^* \times \sin \alpha_i \left( 1 + \frac{K_c}{\operatorname{tg} \beta_i} \right), \quad (1)$$

$$M_{ud} = R \times \left[ \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^* \times (\cos \alpha_i - K_c \times \sin \alpha_i) \times \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^{i=n} \ell_i \times c_i \right] \quad (2)$$

где  $Q_i^*$  – сила, равная сумме массы  $i$  – части сползающего массива и расположенной на нем нагрузки; для тех частей массива, в пределах которых расположена подпорная стена сила  $Q_i^*$ , определяется с учетом ее веса;

$Q_i^r = K_c \times Q_i^*$  – горизонтальная сейсмическая сила, направленная в сторону скольжения;

$K_c$  – сейсмический коэффициент (см. 9.5);

$\alpha_i$  – угол между вертикалью и радиусом, проведенным через точку «О» и точку пересечения направления силы  $Q_i^*$  с круговой линией скольжения;

$\beta_i$  – угол между вертикалью и линией, соединяющей точку «О» с точкой приложения силы  $Q_i^r$  (центр тяжести)  $i$ -ой части сползающего массива);

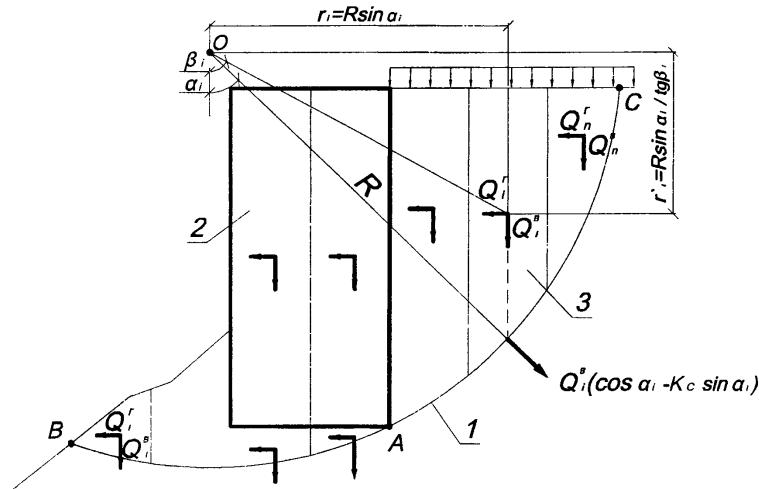
$\varphi_i$  – расчетный угол внутреннего трения грунта, пересекаемого поверхностью скольжения в пределах  $i$ -го участка;

$c_i$  – расчетное сцепление грунта, пересекаемого поверхностью скольжения в пределах  $i$ -го участка;

$\ell_i$  – длина отрезка круговой линии скольжения в пределах  $i$ -го участка.

По формулам 1 и 2 определяются значения  $M_{cd}$  и  $M_{ud}$  для нескольких круговых линий скольжения, различающихся положением точки «О» и величиной радиуса R. Наибольшее из отношений  $M_{cd}/M_{ud}$ , подсчитанных для этих линий скольжения, должны удовлетворять условию

$$\left( \frac{M_{\text{са}}}{M_{\text{уд}}} \right)_{\max} \leq 0,7 \quad (3)$$



1 – круговая линия скольжения; 2 – подпорная стенка;  
3 – отsek «ii» сползающего массива

Рисунок 7 – Схема к расчету на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности

8.7 Расчет прочности (по материалу) железобетонных стен следует производить в соответствии с требованиями [3] (см. 3.49-3.93). Для учета сейсмических сил к расчетным сопротивлениям бетона и арматуры вводится дополнительный коэффициент условий работы  $m_{\varphi} = 1,2$ .

При расчете на прочность внецентренно сжатых бетонных и бутобетонных стен производится проверка эксцентриситета положения равнодействующей относительно оси проходящей через центр тяжести сечения по формуле

$$e_c \leq 0,8 \times a_c \quad (4)$$

где  $e_c$  – эксцентриситет равнодействующей продольной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения;

$a_c$  – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения, до наиболее сжатой грани.

Проверку трещиностойкости железобетонных сечений следует производить в соответствии с требованиями [3]. При этом допускаемая ширина раскрытия трещин,  $a_{cr}$ , должна быть не более 0,03 см

8.8 Расчеты конструкций фундаментов подпорных стен следует выполнять в соответствии с указаниями [3] (см. раздел 7).

8.9 Расчетный угол  $\phi$  внутреннего трения грунта принимают равным нормативному углу  $\phi_n$  внутреннего трения, установленному по данным лабораторных исследований грунта. При засыпке за стеной дренирующим грунтом допускается принимать  $\phi_n = 35^\circ$ .

8.10 Расчетный угол  $\delta$  трения грунта о боковую поверхность подпорной стены следует принимать равным  $\delta = 0,5\phi$ .

8.11 Сцепление грунта следует учитывать только при расчете стены на устойчивость против скольжения совместно с грунтом по круглоцилиндрической поверхности.

Расчетное сцепление грунта  $C$  следует принимать равным  $C=0,5C_n$ , где  $C_n$  – нормативное сцепление, определяемое по данным лабораторных исследований грунта, а при отсутствии лабораторных данных значения нормативного сцепления допускается принимать по [4] (см. приложение 1).

8.12 При определении активного давления грунта на участке АВ задней грани подпорной стены, когда эта грань наклонена или имеет уступы, вместо участка АВ рассматривается условная вертикальная грань АС (рисунок 8), а масса грунта в объеме призмы АВС и нагрузка, лежащая на этой призме, добавляется к массе стены.

Усилия в горизонтальном и наклонно расположенных сечении стены (и по ее подошве) определяются по эпюре давления грунта (на участке стены от этого сечения до поверхности грунта), построенной при плоскости обрушения, проходящей через нижнюю точку этого участка.

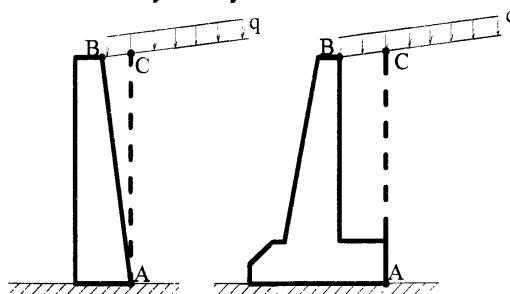


Рисунок 8 – Расчетные схемы стены

**9 Нагрузки**

9.1 Величины нормативных нагрузок от собственной массы стены определяют по удельным массам материалов (приложение В). Нормативную плотность грунта  $\gamma_n$  следует устанавливать по данным лабораторных исследований грунтов. Для дренирующей песчаной засыпки допускается принимать  $\gamma_n = 17,7 \text{ кН/м}^3$ .

9.2 Для низовых подпорных стен временная вертикальная нагрузка принимается в соответствии с СТ РК 1380.

9.3 Подвижную нагрузку АК следует располагать непосредственно за линией ограждения. Нагрузку НК-80, НК-120 и НК-180 располагают вплотную к кромке проезжей части дороги. Во всех случаях в расчетное положение нагрузку следует устанавливать так, чтобы начало крайней полосы распределенной нагрузки не выходило за пределы условной вертикальной грани подпорной стены.

9.4 Временные подвижные нагрузки А11, А14, НК-80, НК-120 и НК-180 приводят к эквивалентным равномерно-распределенным полосовым нагрузкам, интенсивность которых, кН, для каждой полосы вычисляют по следующим формулам:

- для АК

$$q_i = c_i \times K \quad (5)$$

где  $c_i$  - принимается по таблице 2;

$K$  - класс нагрузки;

- для НК-80

$$q_i = \frac{490}{3,8 + \bar{Z}} \quad (6)$$

- для НК-120

$$q_i = \frac{735}{7,7 + \bar{Z}} \quad (7)$$

- для НК-180

$$q_i = \frac{490}{7,7 + \bar{Z}} \quad (8)$$

Величину  $\bar{Z}$ , м, вычисляют по формуле:

$$\bar{Z} = x \times \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (9)$$

где  $x$  - расстояние от задней грани (фактической или условной) стены до

оси полосы нагрузки.

Схемы расположения временных нагрузок показаны на рисунке 9.

Коэффициенты надежности по нагрузке для АК следует принимать  $\gamma_f=1,2$ , для  $\gamma_f = 1,0$ .

Таблица 2

$\bar{Z}$	Коэффициент С			
	Нормативная нагрузка		Расчетная нагрузка	
	Первая колонна	Вторая колонна	Первая колонна	Вторая колонна
0	6,29	5,96	9,19	8,79
0,5	5,51	5,18	8,02	7,62
1,0	4,92	4,59	7,13	6,74
1,5	4,47	4,14	6,46	6,06
2,0	4,10	3,77	5,90	5,51

Окончание таблицы 2

$\bar{Z}$	Коэффициент С			
	Нормативная нагрузка		Расчетная нагрузка	
	Первая колонна	Вторая колонна	Первая колонна	Вторая колонна
2,5	3,81	3,48	5,47	5,07
3,0	3,56	3,23	5,09	4,70
3,5	3,34	3,01	4,77	4,38
4,0	3,17	2,84	4,50	4,77
4,5	3,01	2,68	4,26	3,87
5,0	2,87	2,54	4,06	3,66
5,5	2,75	2,42	3,87	3,48
6,0	2,65	2,32	3,73	3,34
6,5	2,55	2,22	3,58	3,18
7,0	2,46	2,13	3,44	3,05
7,5	2,38	2,05	3,33	2,93
8,0	2,31	1,98	3,22	2,83
8,5	2,25	1,92	3,12	2,73
9,0	2,18	1,85	3,03	2,64
9,5	2,13	1,80	2,95	2,56
10,0	2,09	1,76	2,88	2,49
11,0	1,99	1,66	2,74	2,34
12,0	1,92	1,59	2,63	2,24
13,0	1,85	1,52	2,52	2,13
14,0	1,78	1,45	2,42	2,03
15,0	1,73	1,40	2,34	1,95

П р и м е ч а н и е: Для промежуточных значений  $\bar{Z}$  величина С принимается по интерполяции

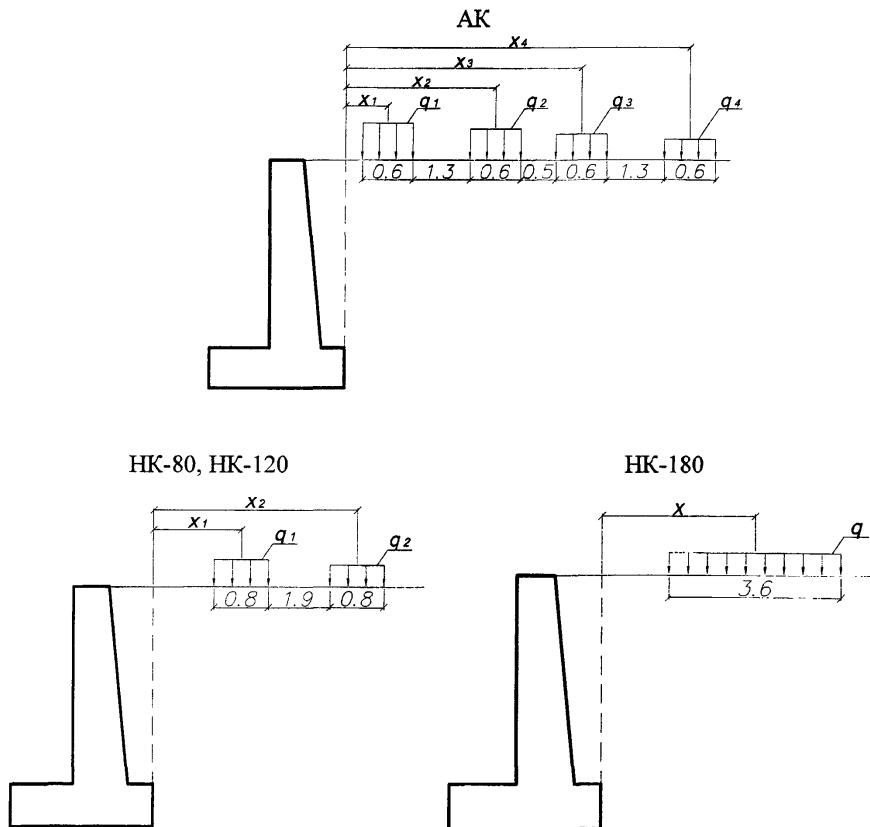


Рисунок 9 - Схемы расположения временных нагрузок

9.5 Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при определении нагрузок от собственной массы стены принимают равными 1,1 или 0,9, а от массы грунта – 1,2 или 0,9. Из двух указанных значений  $\gamma_f$  в каждом случае принимают то, при котором получается наиболее опасная комбинация действующих сил.

Коэффициент надежности по нагрузке для нагрузок АК следует принимать равным 1,2; для нагрузок НК – равным 1,0.

9.6 При расчете подпорных стен на сейсмические воздействия сейсмичность района расположения устанавливается по [5].

9.7 Горизонтальные сейсмические силы  $S$  от массы стены (рисунок 10) определяются по формуле

$$S_k = Q_k \times K_c \times \beta_i \times \eta_k \quad (10)$$

где  $Q_k$  – масса k-го элемента подпорной стены;

$K_c$  – коэффициент, значения которого принимаются равными 0,025, 0,05 и 0,10 для расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов;

$\beta_i$  – коэффициент динамичности, определяется в соответствии с [5], для массивных подпорных стен принимают равным 2,7;

$\eta_k$  - коэффициент формы колебаний, определяется в соответствии с [4].

Для массивных стен коэффициент  $\eta_k$  может быть определен по формуле

$$\eta_k = x_j \times \frac{\sum_{j=1}^n Q_j \times x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j \times x_j^2} \quad (11)$$

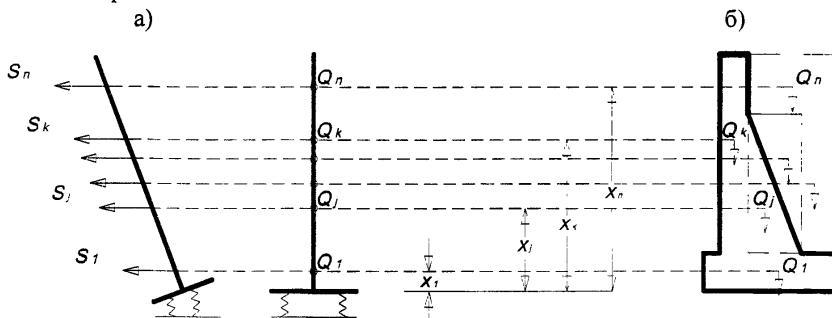
где  $Q_j$  и  $x_j$  – масса j-го элемента, учитываемая с коэффициентом  $\gamma_f$  и соответствующее ему расстояние до расчетного основания стены.

9.8 Нагрузки на подпорные стены следует группировать в сочетания, в которых для некоторых нагрузок вводятся понижающие коэффициенты сочетаний  $\eta$ , учитывающие уменьшение вероятности одновременного действия нагрузок.

При учете сейсмики для значений  $q$  от нагрузки АК вводится коэффициент  $\eta = 0,3$ , а для нагрузок НК –  $\eta = 0$ .

При учете нагрузки АК к сейсмической нагрузке от массы стены вводится коэффициент  $\eta = 0,8$ .

Рекомендуемые сочетания нагрузок и соответствующие им коэффициенты  $\eta$  даются в приложении А.



а) динамическая расчетная схема; б) схема стены с массами  $Q$  отдельных элементов.

Рисунок 10 – Расчетная схема при определении сейсмической нагрузки от массы стены

## 10 Определение активного и пассивного давления грунта

10.1 В случае верховых стен, когда поверхность грунта ограничена плоскостью, на которой может быть расположена распределенная нагрузка интенсивностью  $q$  (рисунок 11), сила активного давления грунта  $E$  на вертикальный участок грани АС (фактической или условной) стены от поверхности грунта до глубины  $h$  вычисляется по формуле

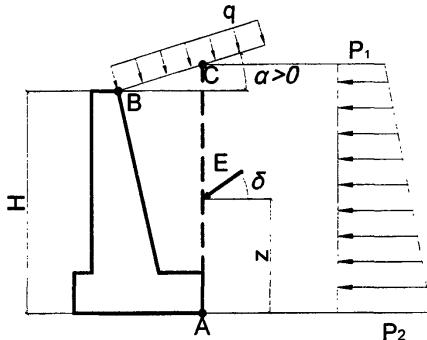


Рисунок 11 – Схема к определению активного давления на верховую стену

$$E = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times \left( 1 + \frac{2q}{\gamma \times H} \right) \times \lambda_a \quad (12)$$

где:  $\lambda_a$  – коэффициент активного давления грунта, определяется по формуле

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \varepsilon)(1 + \sqrt{m})^2} \quad (13)$$

$$m = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \times \sin(\varphi + \delta)}{\cos \alpha \times \cos(\delta + \varepsilon)} \quad (14)$$

Угол  $\varepsilon$  равен  $1,5^\circ$ ,  $3^\circ$  и  $6^\circ$  для расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов. При расчетной сейсмичности до 6 баллов  $\varepsilon = 0^\circ$ .

Значения  $\lambda_a$  приведены в таблице 3.

Таблица 3

$\varphi^\circ$	$\alpha^\circ$	$\lambda_a$			
		Расчетная сейсмичность, баллы			
		до 6 ( $\varepsilon = 0$ )	7 ( $\varepsilon = 1,5^\circ$ )	8 ( $\varepsilon = 3^\circ$ )	9 ( $\varepsilon = 6^\circ$ )
20	0	0,446	0,457	0,488	0,533
	10	0,532	0,563	0,600	0,689
	$20 - \varepsilon$	0,899	0,918	0,940	0,979

	0	0,367	0,385	0,403	0,444
25	10	0,425	0,452	0,478	0,543
	20	0,548	0,600	0,670	-
	25- ε	0,841	0,867	0,891	0,944
30	10	0,343	0,364	0,387	0,437
	20	0,416	0,448	0,486	0,584
	30- ε	0,776	0,806	0,835	0,894

Окончание таблицы 3

φ °	α °	$\lambda_a$			
		Расчетная сейсмичность, баллы			
		до 6 (ε = 0)	7 (ε = 1,5 °)	8 (ε = 3 °)	9 (ε = 6 °)
35	0	0,246	0,261	0,275	0,308
	10	0,275	0,294	0,312	0,354
	20	0,319	0,347	0,374	0,439
	30	0,423	0,476	0,547	-
	35- ε	0,704	0,735	0,768	0,835
40	0	0,200	0,217	0,226	0,254
	10	0,220	0,236	0,252	0,287
	20	0,251	0,271	0,292	0,341
	30	0,304	0,337	0,373	0,467
	40- ε	0,624	0,659	0,693	0,764

Сила активного давления грунта  $E$  наклонена к горизонту под углом  $δ$  и является равнодействующей эпюры давления грунта линейного характера с ординатой  $P_1$  в верхней точке грани АС стены (рисунок 10)

$$P_1 = q \times \lambda_a \quad (15)$$

и с ординатой  $P_2$  на глубине расположения подошвы фундамента стены

$$P_2 = (\gamma H + q) \lambda_a \quad (16)$$

Сила  $E$  приложена от точки А рассматриваемой грани стены АС на расстоянии  $z$ , равном

$$z = \frac{H}{3} \times \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} \quad (17)$$

$$\text{при } q = 0 \quad E = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times \lambda_a, \quad P_1 = 0, \quad P_2 = \gamma \times H \times \lambda_a, \quad z = \frac{H}{3} \quad (18)$$

10.2 Для низовых стен сила активного давления грунта  $E$  на вертикальный участок грани (фактической или фиктивной) стены принимается равной наибольшему значению из всех значений  $E_i$ , величина которых определяется по формуле

$$E_i = E_{gr,i} + \sum E_{q,i} = (Q_{rp} + \sum qa)_i \times K_{\lambda,i} \quad (19)$$

где:  $Q_{rp} + \sum qa$  – сумма массы грунтовой призмы обрушения АСД<sub>i</sub> (рисунок 12) и массы временной нагрузки на ней, передающейся на призму в местах расположения колес;

$$K_{\lambda,i} = \frac{\sin(\theta_i + \varepsilon - \varphi)}{\cos \varepsilon \times \cos(\theta_i - \varphi - \delta)} \quad (20)$$

$\theta_i$  – предполагаемый угол обрушения.

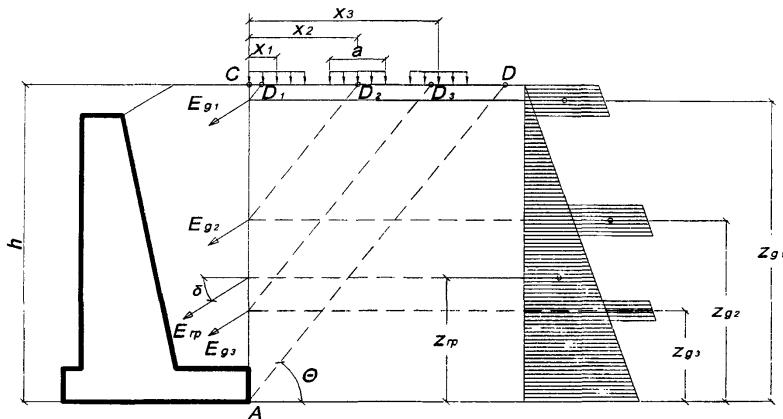


Рисунок 12 – Схема к определению активного давления на низовую стену

Силы  $E_{gr,i}$  и  $E_{q,i}$  наклонены к горизонту под углом  $\delta$ .

Принимается, что сила  $E_{rp}$  является равнодействующей давлением, эпюра которых имеет вид треугольника. Расстояние  $z_{rp}$  от точки приложения этой силы до низа стены (точка А).

$$z_{rp} = \frac{H}{3} \quad (21)$$

Расстояние  $z_q$  от точки приложения каждой из сил  $E_q$  до точки А определяют по формуле

$$z_q = H - x \times \operatorname{tg} \theta \quad (22)$$

где  $x$  – расстояние от грани стены до оси полосы нагрузки  $q$ .

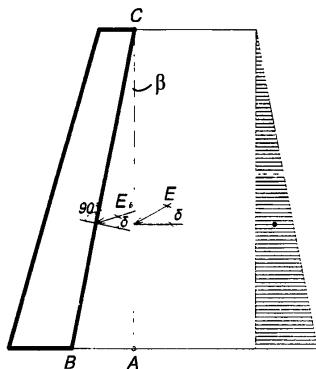
Плоскость обрушения должна приниматься таким образом, чтобы она восходила на поверхность грунта слева или справа от полосы нагрузки  $q$ , не деля ее на две части.

10.3 Если заданная грань ВС стены имеет наклон в сторону насыпи на угол  $\beta$  (рисунок 13,а), то сила давления грунта на эту грань определяется по формуле

$$E_\beta = E \times (1 - \operatorname{tg}\beta \times \operatorname{tg}\varphi)^2 \quad (23)$$

где: Е – сила давления грунта на фиктивную грань АС.

а)



б)

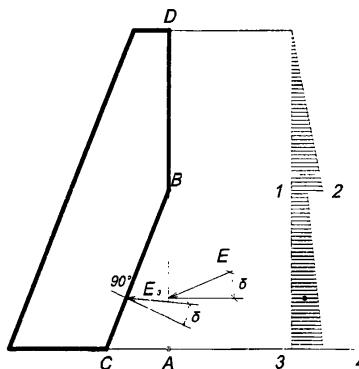


Рисунок 13 - Схемы к определению активного давления грунта на стены, имеющие обратный наклон задней грани.

Точка приложения силы  $E_\beta$  располагается на уровне точки приложения силы Е. Сила  $E_\beta$  направлена под углом  $\delta$  к нормали плоскости к задней грани стены.

При  $\operatorname{tg}\beta \times \operatorname{tg}\varphi > 1,0$  принимается  $E_\beta=0$ .

По формуле (23) определяется также сила давления грунта на те грани стены, которые имеют наклон в сторону насыпи (грань ВС, рисунок 13б).

В этих случаях под Е следует понимать и силу давления грунта на ту часть условной вертикальной грани, которая представляет собой проекцию рассматриваемой наклонной грани на вертикальную плоскость. Например, при определении силы  $E_\beta$  давление на грань ВС (рисунок 13б) величину силы Е принимают равной площади 1-2-3-4 эпюры давления грунта на вертикальную фиктивную грань АД.

10.4. Для верховых стен на скальных косогорах активное давление грунта засыпки (рисунок 14) рекомендуется определять путем отыскания плоскости обрушения грунтовой призмы, при которой активное давление Е имеет максимальное значение. При этом величину угла обрушения  $\theta_i$  постепенно снижают от его максимального значения ( $\theta_1$ ), до значения  $\theta_k$  - угла наклона косогора.

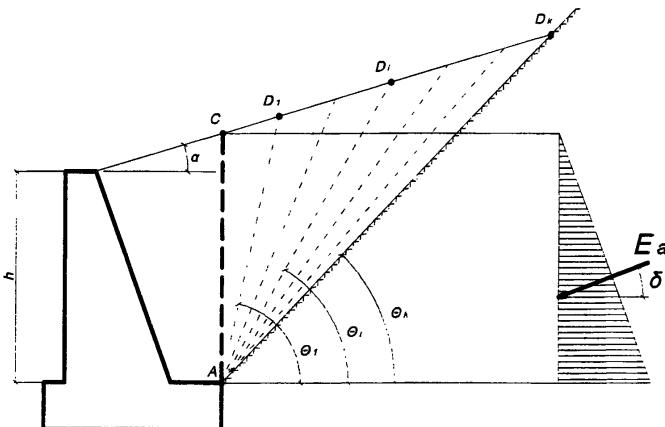


Рисунок 14 - Схема к определению активного давления грунта на скальных косогорах.

Активное давление грунта при величине угла обрушения  $\theta_i$  определяется по формуле

$$E_{\alpha,i} = Q_{rp,i} \times K_{\lambda,i} \quad (23)$$

где  $Q_{rp,i}$  – масса грунтовой призмы АСД<sub>i</sub>,

$K_{\lambda,i}$  – коэффициент, определяемый по формуле 15.

Если при снижении угла  $\theta_i$  от  $\theta_1$  до  $\theta_k$  величина активного давления постоянно возрастает, то за расчетное принимается максимальная величина активного давления, соответствующая углу наклона косогора  $\theta_k$ , а если величина активного давления сначала возрастает, а потом убывает, то в качестве расчетного принимается максимальное из полученных значений с уточнением по формуле (12) при  $q = 0$ .

10.5 Силу нормального пассивного давления грунта  $E_n$  на вертикальный участок стены (рисунок 15) определяют по формуле

$$E_n = \frac{\gamma \times h^2}{2} \times \lambda_n \quad (24)$$

где  $\lambda_n = \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos(\delta + \epsilon)(1 - \sqrt{m})^2}$ , (25)

$m$  – определяется по формуле (14), принимая положительное значение угла  $\alpha$  по рисунку 15.

Значения  $\lambda_n$  приведены в таблице 4.

Сила  $E_n$  наклонена под углом  $\delta$  к горизонту и приложена на расстоянии  $z = h/3$  от низа стены.

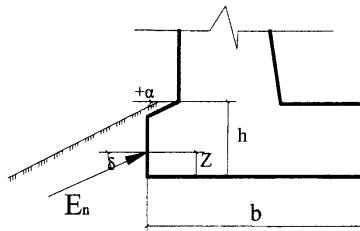


Рисунок 15 - Схема к определению пассивного давления грунта

Таблица 4

$\varphi^{\circ}$	$\alpha^{\circ}$	$\lambda_a$			
		Расчетная сейсмичность, балл			
		до 6 ( $\varepsilon = 0$ )	7 ( $\varepsilon = 1,5^{\circ}$ )	8 ( $\varepsilon = 3^{\circ}$ )	9 ( $\varepsilon = 6^{\circ}$ )
20	0	2,64	2,57	2,5	2,35
	10	1,83	1,75	1,68	1,50
	20-ε	0,90	0,92	0,94	0,98
25	0	3,55	3,47	3,38	3,21
	10	2,37	2,29	2,21	2,03
	20	1,46	1,36	1,24	—
	25-ε	0,84	0,87	0,89	0,94
30	0	5,00	4,86	4,75	4,51
	10	3,17	3,06	2,96	2,76
	20	1,95	1,85	1,76	1,54
	30-ε	0,78	0,81	0,83	0,89
35	0	7,40	7,19	7,04	6,73
	10	4,36	4,22	4,10	3,86
	20	2,60	2,48	2,38	2,16
	30	1,39	1,28	1,15	—
	35-ε	0,70	0,73	0,76	0,83
40	0	11,90	11,60	10,98	10,77
	10	6,31	6,11	5,93	5,60
	20	3,59	3,41	3,28	3,03
	30	1,92	1,82	1,71	1,47
	40-ε	0,62	0,66	0,69	0,76

**Приложение А**  
**(обязательное)**

**Рекомендуемые сочетания нагрузок**

Номера нагрузок, входящих в сочетание	Номера нагрузок							
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8
	Собственная масса стены	Активное давление грунта	Пассивное давление грунта	Активное давление грунта с учетом временной нагрузки АК на призме обрушения	Активное давление грунта с учетом временной нагрузки НК-80, НК-120, НК-180 на призме обрушения	Сейсмическая нагрузка от массы стены	Активное давление грунта с учетом сейсмической нагрузки без временной нагрузки	Активное давление грунта с учетом сейсмической нагрузки и автомобильной нагрузки АК на призме обрушения
1, 2, 3	1	1	1	-	-	-	-	-
1, 3, 4	1	-	1	1	-	-	-	-
1, 3, 5	1	-	1	-	1	-	-	-
1, 3, 6, 7	1	-	1	-	-	1	1	-
1, 3, 6, 8	1	-	1	-	-	0,8	-	1*

\* при пониженной вертикальной автомобильной нагрузке (с коэффициентом  $\eta = 0,3$ )

**Приложение Б**  
*(справочное)*

**Коэффициенты трения кладки фундамента стены по грунту**

Грунт под фундаментом	Коэффициент трения
1 Скальные грунты с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.) и глины:	
а) во влажном состоянии	0,25
б) в сухом состоянии	0,30
2 Суглинки и супеси	0,30
3 Пески	0,40
4 Гравийные и галечниковые грунты	0,50
5 Скальные грунты с неомыливающейся поверхностью	0,60

**Приложение В**  
*(справочное)*

**Плотность материалов**

Наименование материалов	Плотность. тс/м <sup>3</sup>
1 Железобетон	2,5
2 Бетон и бутобетон	2,4

**Приложение**  
*(справочное)*

**Библиография**

- |                          |   |
|--------------------------|---|
| [1] СНиП 3.04.03-85      | Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. |
| [2] СНиП РК 3.03-09-2006 | Автомобильные дороги.                                     |
| [3] СНиП 2.05.03-84      | Мосты и трубы.  |
| [4] СНиП РК 5.01.01-2002 | Основания зданий и сооружений.                            |
| [5] СНиП II-7-81         | Строительство в сейсмических районах.                     |

---

**УДК 624.21:625.7/.8**

**МКС 93.040**

**КПВЭД 45.21.21**

**Ключевые слова:** автомобильные дороги, подпорные стены, массивные и тонкостенные, верховые и низовые, сейсмические условия, предельное состояние

---

Басуға \_\_\_\_\_ ж. қол қойылды Пішімі 60x84 1/16  
Қазақ оғсектік. Қаріп түрі «KZ Times New Roman»,  
«Times New Roman»  
Шартты баспа табағы 1,86. Тарапымы \_\_\_\_\_ дана. Тапсырыс \_\_\_\_\_

---

«Қазақстан стандарттау және сертификаттау институты»  
республикалық мемлекеттік кәсіпорны  
010000, Астана қаласы, Орынбор көшесі, 11 үй,  
«Эталон орталығы» гимараты  
Тел.: 8 (7172) 240074