

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

---

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

## **ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ.ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУДЫҢ НЕГІЗДЕРІ БӨЛІМІ**

---

### **ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЧАСТЬ. ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

**ҚР НТҚ 07-01.4-2012**  
**(ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/2011әзірленген)**  
**НТП РК 07-01.4-2012**  
**(к СН РК EN СН РК EN 1997-1: 2004/2011)**

Ресми басылым  
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің  
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер  
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального  
хозяйства и управления земельными ресурсами  
Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

## АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, ҚР БҒМ «ҚарМТУ» РМҚК
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
- 4 ЕНГІЗІЛДІ:**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», РГКП «КарГТУ» МОН РК
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
- 4 ВВЕДЕН:**

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

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

## МАЗМҰНЫ

<b>КІРІСПЕ</b> .....	V
<b>1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ</b> .....	1
<b>2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР</b> .....	2
<b>3 АТАУЛАР МЕН АНЫҚТАМАЛАР</b> .....	2
<b>4 НЕГІЗГІ ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕУ БІРЛІКТЕРІ</b> .....	4
<b>5 ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ</b> .....	8
5.1 Геотехникалық жобалауға қойылатын талаптар.....	8
5.2 Есептік ахуалдар.....	10
5.3 Төзімділік.....	11
5.4 Есептеулер қолданылатын геотехникалық жобалау.....	12
5.4.1 Жалпы ережелер.....	12
5.4.2 Әсерлер.....	13
5.4.3 Негіз топырақтарының қасиеттері.....	19
5.4.4 Геометриялық мәліметтер.....	22
5.4.5 Сипаттамалық шамалар.....	22
5.4.6 Геотехникалық өлшемдердің сипаттамалық мәндері.....	22
5.4.7 Геометриялық мәліметтердің сипаттамалық мәндері.....	23
5.4.8 Есептік мәндер.....	23
5.4.9 Геотехникалық өлшемдердің есептік шамалары.....	24
5.4.10 Геометриялық өлшемдердің есептік мәндері.....	25
5.4.11 Конструктивтік өлшемдердің есептік мәндері.....	26
5.4.12 Аумалы шекті күйлер.....	26
5.4.13 Статикалық тепе - теңдікті тексеру.....	27
5.4.14 Ұзақжәне уақытша ахуалдардағы конструкциялар мен негіздердің шекті күйлеріндегі кедергілерін тексеру.....	28
5.4.15 Әсерлердің есептік нәтижелері.....	28
5.4.16 Есептік кедергілер.....	29
5.4.17 Жобалау қағидаттары.....	29
5.4.18 1-ші жобалық қағидат.....	30
5.4.19 2-ші жобалық қағидат.....	31
5.4.20 3-ші жобалық қағидат.....	31
5.4.21 Тексеру тәртібі және топырақ көтерілуінің жеке еселіктері.....	31
5.4.22 Топырақтағы су сүзілуден көтерілу кезіндегі қирау кедергісін тексеру.....	32
5.4.23 Пайдалану кезіндегі шекті күйлер.....	33
5.4.24 Іргетастардың ауытқуларын шектеу.....	34
5.4.25 Ұйғарымдар бойынша жобалау.....	35
5.4.26 Жүктемемен сынақтау және тәжірибелік үлгілердің сынақтары.....	35
5.4.27 Бақылау әдісі.....	35
5.4.28 Геотехникалық есеп беру.....	36
<b>6 НЕГІЗДЕРДІ АУМАЛЫ ШЕКТІ КҮЙЛЕР (КӨТЕРУ ҚАБІЛЕТІ) БОЙЫНША ЖОБАЛАУ</b> .....	37
6.1 Негіздерді аумалы шекті күйлері (көтеру қабілеті) бойынша есептеу.....	37

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

6.2 Жалпы орнықтылық .....	38
6.3 Көтеру қабілеті.....	38
6.4 Топырақтың көтеру қабілетін есептейтін талдау әдісі .....	41
6.4.1 Су сығыла алмайтын жағдайлар .....	41
6.4.2 Су сығыла алатын жағдайлар .....	42
6.5 Топырақтың көтеру қабілетін анықтайтын жартылай эмпирикалық әдіс .....	45
6.6 Сырғу кедергісі .....	45
6.7 Орталықтан тыс түсуі үлкен жүктемелер .....	47
6.8 Іргетас ауытқуларынан конструкциялардың қирауы.....	48
6.9 Іргетас салу тереңдігін тағайындау .....	48
<b>7 НЕГІЗДЕРДІ ПАЙДАЛАНУ КЕЗІНДЕГІ ШЕКТІ КҮЙЛЕР (ДЕФОРМАЦИЯЛАР)</b>	
<b>БОЙЫНША ЖОБАЛАУ .....</b>	<b>49</b>
7.1 Жалпы ережелер .....	49
7.2 Шөгудің анықталуы .....	53
7.2.1 Лезде шөгуді серпімділік қағидасының әдісімен анықтау .....	54
7.2.2 Нығая сығылумен байланысты шөгуді анықтау .....	55
7.2.3 Шөгуді топырақ жылжымалылығын ескере анықтау .....	56
7.3 Іргетастың жантаюын анықтау.....	58
7.4 Негіздің шекті деформациялары .....	60
<b>А Қосымшасы (міндетті)</b> Аумалы шекті күйлерге арналған жеке және түзету еселіктері мен олардың мәндері .....	61
<b>Б Қосымшасы (міндетті)</b> 1, 2 және 3 жобалық амалдар үшін жеке еселіктерді таңдаудың түсіндірмелері.....	66
<b>В Қосымшасы (ақпараттық)</b> Негіздерді көтеру қабілеті бойынша есептеу мысалдары .	70
<b>Г Қосымшасы (анықтамалық)</b> Жартасты негіздегі іргетастардың болжамды көтеру қабілетін есептеу әдісі .....	72
<b>Д Қосымшасы (ақпараттық)</b> Нығая сығылумен (негіздіктің) байланысты шөгуді есептеу.....	75
<b>Е Қосымшасы (ақпараттық)</b> Конструкциялар деформациялары мен іргетастардың ауытқуларының шекті мәндері .....	77
<b>Әдебиеттер тізімі .....</b>	<b>80</b>

## КІРІСПЕ

Топырақты негіздердің геотехникалық жобалануының, шекті күйлер бойынша есептелуінің мақсаты, негіздікті шекті күйлерге жеткізбейтін, іргетастардың техникалық шешімін таңдау болып табылады. Мұнда жобаланатын ғимараттан берілетін жүктемемен қоса, жер асты немесе жер бетіндегі сулар, климаттық жайттар, жылу т.б. әсерлерден топырақтардың физикалық – механикалық қасиеттерінің өзгеру мүмкіндігі ескерілуге тиісті. Ылғалдылықтың өзгерісін айрықша сезінетін шөккіш, ісінбелі және тұздалған, ал температуралық жағдай өзгерісін – ісінбелі және қабынатын топырақтар.

Ғимараттар негіздерінің есептеулері келесі жайттар негізінде жүргізілуге тиісті:

- жобаланатын құрылыс (алаң, бөлімше, трасса) ауданының геотехникалық ізденістер нәтижелері инженерлік - геологиялық жағдайлар зерттеуді, жер бедерін, геологиялық құрылымды, геоморфологиялық және гидрогеологиялық жағдайларды, топырақтардың құрамын, күйін және қасиеттерін кешенді түрде қамтиды, құрылыс салынатын аймақтардағы геологиялық және инженерлік - геологиялық үрдістер, өзгерулер, жобаланатын нысандардың геологиялық ортамен әрекеттестік барысындағы инженерлік-геологиялық жағдайлар өзгеру мүмкіндігіне, нысандарды жобалау, құрылысын жүргізу және пайдалану мақсатымен қажет және жеткілікті мағлұматтар алу үшін болжам жасау;

- ғимараттың арналуын, конструктивтік және технологиялық ерекшеліктерін сипаттайтын мәліметтер, іргетасқа әсер ететін жүктемелер және оны пайдалану шарттары;

- мүмкін деген жобалық нұсқаларды техникалық - экономикалық түрде салыстырып (келтірілген шығындарды бағалау арқылы) топырақтардың, іргетас немесе басқа да жерасты конструкция материалдарының беріктік және деформациялық қасиеттерінің толық пайдалануын қамтамасыз ететін нұсқаны қабылдау.

Мемлекеттік нормативтердің басты бағыты -

- құрылыс сенімділігі мен қауіпсіздігін, салынған нысандардың пайдалану кезіндегі орнықты қызмет атқаруын қамтамасыз ету.

Осы құрал, Қазақстан Республикасының, ерікті негізде қолданылатын, нормативтік құжат түрінде іске еңгізіледі.



**ҚАЗАКСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ  
ҚҰРАЛДАРЫ  
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

---

**ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ.  
ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУДЫҢ НЕГІЗДЕРІ БӨЛІМІ**

**ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЧАСТЬ. ОСНОВЫ  
ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

---

Енгізілген күні 2015-07-01

**1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ**

1.1 Осы құрал ҚР ҚН EN 1997–1:2004/2011 негізгі ережелерін дамытып түсіндіреді және өнеркәсіптік, тұрғын және қоғамдық үймереттер мен ғимараттардың іргетастар негіздерін жобалағанда пайдалануға ұсынылады.

1.2 Осы құрал баптарының нұсқаулары, динамикалық жүктемелер тарататын машиналар іргетастары, терең орнатылатын қадалар және гидротехникалық ғимараттар, жолдар, аэродром жабындарын, мәңгітоң топырақтардағы үймереттер мен ғимараттардың негіздерін жобалауға тарамайды.

1.3 Негіздер мен іргетастарды тиісті инженерлік – геологиялық дәлел жоқ немесе оның жеткізіліксіз жағдайларында жобалауға рұқсат етілмейді.

1.4 Құрылыстың геотехникалық ізденістері ҚР ҚН ж Е, мемлекеттік стандарттардың және де басқа нормативтік құжаттардың талаптарына сай жүргізілуге тиісті.

1.5 ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 келесі сұрақтар қаралады:

1-ші бөлім. Жалпы ережелер

2-ші бөлім. Геотехникалық жобалаудың негіздері

3-ші бөлім. Геотехникалық мәліметтер

4-ші бөлім. Құрылысқа бақылау және техникалық күтім қадағалау

5-ші бөлім. Үйінділер, топырақты құрғату, бекіту және арматуралау

6-шы бөлім. Табиғи негіздегі іргетастар

7-ші бөлім. Қадалы іргетастар

8-ші бөлім. Қарнақтарды орнату

9-шы бөлім. Сүйеу ғимараттары

10-ші бөлім. Гидравликалық қирау

11-ші бөлім. Жалпы орнықтылық

12-ші бөлім. Үйінділер.

## 2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы құралды қолдану үшін келесі сілтеме құжаттар қажетті:

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

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

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Ұлттық қосымшасы. Көтеруші конструкцияларды жобалау негіздері.

ҚР СТ 14688-1 Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Топырақтардың анықталуы және жіктелуі. 1 бөлім. Анықтау және сипаттау

ҚР СТ 14688-2 Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Топырақтардың анықталуы және жіктелуі. 2 бөлім. Жіктеу қағидаттары

ҚР СТ 14689-1 Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Жартасты топырақтардың анықталуы және жіктелуі. 2 бөлім. Анықтау және сипаттау

ЕСКЕРТУ Библиографияда әдістер, жабдықтар, есептеулер және кейбір далалық және зертханалық зерттеулер жайындағы ақпарат CEN ISO атаулары мен (CEN ISO/TS) шарттарының мазмұндамасына сай келтірілген. Осы техникалық шарттар өз уақытында еуропалық халықаралық стандарт бола алады. Мемлекеттік стандартизация ұйымы CEN ISO/TS-пен қатар қолданыстағы ұлттық стандарттарды сақтап қалу шешімін қабылдай алады.

## 3 АТАУЛАР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

**3.1 Әсер** (action,  $F$ ): А) Көтергіш конструкция әсер ететін күштер тобы (жүктемелер) (тікелей әсер). В) Температура, ылғалдылық, кеберу, материал жылжымалығы, негіздіктің әркелкі шөгуі немесе жер сілкінісі тудыратын мәжбүрлі деформациялар тобы немесе тербелістер (жанама әсер).

**3.2 Топырақтың әрекеттестігі** (soil–structure interaction): Топырақ пен іргетас немесе сүйеме конструкция деформацияларының өзаралық әсері.

**3.3 Топырақтық негіз** (ground base): Құрылыс жұмыстары басталмай тұрғандағы алаңның топырағы, жартасы немесе үйіндісі.

**3.4 Геотехникалық әсер** (geotechnical action): Құрылысқа топырақтан, негіздік немесе топырақ сулары арқылы, берілетін әсер.

**3.5 1 реттік қағида бойынша қима өлшемдерін өзгертпей сызықты серпілмелі есептеу.** (first order linear–elastic analysis with redistribution): Құрылыс материалдары деформациялануының сызықты заңы («кернеулер-деформация» немесе «бұраушы күштер-иілулер») мен деформацияланбаған көтергіш конструкция геометриясына негізделген есептеу.

**3.6 1 реттік қағида бойынша қима өлшемдерін өзгерте сызықты серпілмелі есептеу.** (first order linear–elastic analysis with distribution): 1 реттік қағида бойынша сызықты серпілмелі есептеуде ауытқып өзгеру қабілетінің басқа дәлдеу әдістерін қарастырмай қима өлшемдері сыртқы жүктемелермен тепе-теңдік сақталуы кезінде анықталады.



**3.7 2 реттік қағида бойынша сызықты серпілмелі есептеу** (second order linear–elastic analysis): Құрылыс материалдары деформациялануының сызықты заңы мен деформацияланған көтергіш конструкция геометриясына негізделген есептеу.

**3.8 1 реттік қағида бойынша сызықты емес есептеу** (first order non–linear analysis): Құрылыс материалдары көрсеткіштерінің сызықты еместігін ескеретін деформацияланбаған көтеруші конструкция геометриясына негізделген есептеу. 1 реттік қағида бойынша сызықты емес есептеу қатқылдық жайындағы сәйкес жорамалдарды пайдалану арқылы жүргізілуі мүмкін: серпімді – қас иленгіш: серпімді – иленгіш немесе қатқыл – иленгіш.

**3.9 2 реттік қағида бойынша сызықты емес есептеу** (second order non–linear analysis): Құрылыс материалдары көрсеткіштерінің сызықты еместігін ескеретін деформацияланған көтеруші конструкция геометриясына негізделген есептеу. 2 реттік қағида бойынша сызықты емес есептеу серпімді – қас иленгіш немесе серпімді – иленгіш болуы мүмкін.

**3.10 Сенімділік** (reliability): Көтеруші конструкция немесе конструкция элементінің жобалық пайдалану мерзімінде қойылған талаптарға сәйкес болу қабілеті. Сенімділік, әдетте, ықтимал шамалармен көрсетіледі. Сенімділік көтеру қабілетінің қорын, пайдалану кезіндегі жарамдылықты және көтеруші конструкциясының ұзақ мерзімділігін қамтиды.

**3.11 Шөгулер** (settlement,  $s$ ): Топырақтың, құрылымы түпкі өзгерістерге ұшырамаған жағдайдағы, сыртқы жүктемелер, кейде өз салмағы әсерінен нығыздалу деформациялары.

**3.12 Шекті күйлер** (limit states): Көтеруші конструкция жобалау талаптарына сай келмейтін күйлер.

**3.13 Көтеру қабілетінің шекті күйлері** (ultimate limit state): Қираумен немесе көтеруші конструкция істен шығуының басқа түрлерімен байланысты күйлер. Әдетте, олар конструкцияның немесе оның элементінің ең жоғарғы көтеру қабілетіне сәйкес келеді.

**3.14 Пайдалану кезіндегі жарамдылықтың шекті күйлері** (serviceability limit states): Көтеруші конструкция немесе оның элементінің қолдану кезіндегі жарамдылығына қойылатын шарттардың орындалуын белгілейтін күйлер.

**3.15 Беріктік** (strength): Материалдың, әдетте механикалық кернеу бірліктерімен көрсетілетін көрсеткіші.

**3.16 Топырақтардың беріктік сипаттамалары** (shear strength parameters): Тиімді кернеулердегі ішкі үйкеліс бұрышы, ығысу шекті күйіндегі ішкі үйкеліс бұрышы, ілініс күші (тиімді кернеулердегі), судың сығыла алмайтын жағдайдағы ығысу кедергісі, ығысу кедергісінің бұрышы (тиімді кернеулердегі), шекті күйдегі ығысу кедергісінің бұрышы.

**3.17 Тұрақты әсер** (permanent action,  $G$ ): Бүкіл пайдаланылу мерзім бойы, орта мәнімен салыстырғанда уақытша өзгерісі елеусіз немесе белгілі бір шекті мәніне жеткенше әрқашан бір бағытта жүретін (бірқалыпты) шама түріндегі әсер.

**3.18 Сүйеме конструкция** (retaining structure): Топырақты сүйеп тұратын, қабырғалар енген құрылыстық элемент.

**3.19 Есептік ахуал** (design situations): Белгілі уақытқа нақтылы пайдаланылу жағдайлардың орнына қабылданып, көтеруші конструкцияны жобалағанда, оның көрсеткіштерінің мәндері шекті күй мәндерінен асып кетпеуін қадағалайтын бірқатар шарттар.

**3.20 Жүктемелердің есептік сұлбасы (есептік жағдайы) (нұсқасы )** (load case): Белгілі есептерде қатар ескерілетін, берілген ауыспалы және тұрақты әсерлер жағдайындағы жүктемелердің, деформациялар мен ақаулардың өзара сыйысатын, таралу сұлбалары.

**3.21 Әсердің есептік мәні** (design value of action,  $F_d$ ): Әсердің сипаттамалық мәнін жеке қауіпсіздік еселігіне  $\gamma_F$  көбейтілгендегі мәні. Есептік мән сонымен бірге сипаттамалық мән мен жеке қауіпсіздік еселігі  $\gamma_F$  араларындағы көбейтінді түрінде де белгілене алады ( $\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_f$ ).

**3.22 Ғимарат**(construction/structure): Жүктеме көтеруге және қажетті қатқылдықты қамтамасыз етуге арналған біріккен бөліктердің ұйымдастырылған кешені (құрылыс жұмыстары барысында жинақталған үйінді топырақты қосқандағы).

**3.23 Кедергі** (resistance,  $R$ ): Ғимарат элементінің немесе оның көлденең қимасының механикалық бұзылыстарсыз әсер қабылдау қабілеті, мысалы: топырақтың ығысуға деген беріктігі, майыстыру кедергісі, бойлық иілуге орнықтылық жоғалтпау кедергісі, созылу кедергісі.

**3.24 1 реттік қағида бойынша серпімді – қас – иленгіштік есептеу** (first order elastic–perfectly plastic analysis): Деформацияланбаған көтеруші конструкция геометриясы мен құрылыс материалдарының сызықты – созылғышты және әрі қарай қас – иленгішті, беріктік және деформациялану өлшемдерін қайта анықтаусыз (ұлғаюын) бөліктер деформациялану заңдарының біреуіне негізделген есептеу.

**3.25 2 реттік қағида бойынша серпімді – қас иленгіштік есептеу** (second order elastic–perfectly plastic analysis): Деформацияланған көтеруші конструкция геометриясы мен құрылыс материалдарының сызықты – созылғышты және әрі қарай қас – иленгішті, беріктік және деформациялану өлшемдерін қайта анықтаусыз (ұлғаюын) бөліктер деформациялану заңдарының біреуіне негізделген есептеу

**3.26 Серпімді-иленгіштік есептеу (1 немесе 2 реттік қағида)** (elasto–plastic analysis (first or second order)): «Кернеу – деформация» немесе «бұраушы күштер – иілулер» мен сызықты – созылғышты және әрі қарай иленгішті, беріктік және деформациялану өлшемдерін қайта анықтау (ұлғаюын) жағдайындағы немесе олсыз, бөліктер қатысына негізделген есептеу. Әдетте, есептеулер 1 реттік қағида бойынша жүргізіледі, кейде 2 реттік қағида бойынша.

**3.27 Іргетас** (foundation): Қадалар және кейде қадалар басжабындары да енетін құрылыс ғимаратының көтеруші бөлігі.

## **4 НЕГІЗГІ ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕУ БІРЛІКТЕРІ**

Осы нормативтік-техникалық құралда ИСО 3898:1997 сәйкес ортақ таңбалар мен шартты белгілер пайдаланылады.

### **Латын әріптері**

$A'$  – негіздіктің тиімді ауданы;

$A_c$  – сығылу кезіндегі негіздіктің жалпы ауданы;

- $a_d$  – геометриялық мәліметтердің жобалық мәндері;  
 $a_{nom}$  – геометриялық мәліметтердің көрсетілген мәндері;  
 $\Delta a$  – жобалауда нақты мақсатпен геометриялық мәліметтерге қолданылатын өсімшелер;  
 $b$  – іргетас ені;  
 $b'$  – іргетастың тиімді ені;  
 $C_d$  – әсер нәтижесі бойынша қабылданған шекті жобалық шама;  
 $C$  – топырақтың меншікті ілініс күші;  
 $c'$  – тиімді кернеулер жағдайындағы топырақтың меншікті ілініс күші;  
 $c_u$  – суы сығылмай ығыстырылған топырақтың беріктігі;  
 $c_{u,d}$  – суы сығылмай ығыстырылған топырақ беріктігінің жобалық шамасы;  
 $d$  – салу тереңдігі;  
 $E_d$  – әсер нәтижесінің жобалық шамасы;  
 $E_{stb;d}$  – тұрақтандыратын әсерлер нәтижесінің жобалық шамасы;  
 $E_{dst;d}$  – тұрақсыздандыратын әсерлер нәтижесінің жобалық шамасы;  
 $F_d$  – әсердің жобалық мәні;  
 $F_k$  – әсердің сипаттамалық мәні;  
 $F_{rep}$  – әсердің дағдылы мәні;  
 $G_{dst;d}$  – көтергіш күшті тексеру барысындағы үздіксіз тұрақсыздандырушы әсерлердің жобалық шамасы;  
 $G_{stb;d}$  – көтергіш күшті тексеру барысындағы үздіксіз тұрақтандырушы әсерлердің жобалық шамасы;  
 $G'_{stb;d}$  – қалқытушы күштерді (қалқымалы күйіндегі салмақ) анықтауға арналған тұрақтандырушы үздіксіз тік әсерлердің жобалық мәні;  
 $H$  – көлденең жүктеме немесе толық әсердің, іргетас табанына қатарлас, құрамдасы;  
 $H_d$  –  $H$  жобалық мәні;  
 $h$  – қабырға биіктігі;  
 $h$  – гидравликалық көтерілу кезіндегі су деңгейі;  
 $h'$  – гидравликалық қалқытуды тексеруге арналған топырақ призмасының биіктігі;  
 $h_{w,k}$  – топырақ призмасының негізіне түсетін судың гидростатикалық қысымының сипаттамалық мәні;  
 $K_0$  – топырақтың қимылсыз күйіндегі бүйірлі қысым еселігі;  
 $K_{0;\beta}$  – көкжиекке  $\beta$  бұрышымен қиғашталған сүйеу ғимаратының бетіндегі қимылсыз күйдегі топырақтың бүйірлі қысым еселігі;  
 $k - \delta_d / \varphi_{cv;d}$  арақатынасы;  
 $l$  – іргетас ұзындығы;  
 $l'$  – іргетастың тиімді ұзындығы;  
 $n$  – саны, мысалы сынақтау графиктерінің;  
 $P_d - P$  жобалық шамасы;  
 $Q_{dst;d}$  – көтергіш күшті тексеру барысындағы ауыспалы тұрақсыздандырушы тік әсерлердің жобалық шамасы;  
 $q$  – басатын қалыңдықтың қысымы немесе қатарлас жүк;  
 $q_{b,k}$  – негіздіктің шекті кедергісінің сипаттамалық мәні;

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

$R_c$  – шекті күйдегі көтеру қабілеті бойынша анықталған топырақтың сығылу кедергісі;

$R_{c;cal}$  –  $R_c$  есептелген шамасы;

$R_{c;d}$  –  $R_c$  жобалық шамасы;

$R_{c;k}$  –  $R_c$  сипаттамалық шамасы;

$R_d$  – әсерге деген кедергінің жобалық шамасы;

$R_{p;d}$  – іргетас бүйіріне топырақтан түскен қысым тудыратын кедергі күштердің жобалық шамасы;

$S_{dst;d}$  – топырақтағы су сүзілулік қысымның тұрақсыздандыру күшінің жобалық мәні;

$S_{dst;k}$  – топырақтағы су сүзілулік қысымның тұрақсыздандыру күшінің сипаттамалық мәні;

$s$  – шөгу;

$s_0$  – лезде шөгу;

$s_1$  – нығая сығылудан туындаған шөгу;

$s_2$  – жылжымалылықтан туындаған шөгу (жалғасқан шөгу);

$T_d$  – жұлынатын қадалар тобы орналасқан топырақ бөлігінің айналасындағы немесе негіздік топырағы мен ғимарат тоғысқан жердегі біріккен ығысу кедергісінің жобалық шамасы;

$u$  – судың кеуектілік қысымы;

$u_{dst;d}$  – судың жинақталған тұрақсыздандыратын толық кеуектілік қысымының жобалық мәні;

$V$  – тік жүктеме немесе толық әсердің іргетас негізіне тік түсетін құрамдасы;

$V_d$  –  $V$  жобалық мәні;

$V_d$  – тиімді тік әсердің жобалық мәні немесе біріккен әсердің іргетас негізіне тік түсетін сыңары;

$V_{dst;d}$  – ғимаратқа түсетін тік, тұрақсыздандыратын, әсердің жобалық шамасы;

$V_{dst;k}$  – ғимаратқа түсетін тік, тұрақсыздандыратын, әсердің сипаттамалық шамасы;

$X_d$  – материал қасиетінің жобалық шамасы;

$X_k$  – материал қасиетінің сипаттамалық шамасы;

$z$  – тік арақашықтық;

$j'$  – ығысу кедергісінің бұрышы (тиімді кернеулердегі);

$j_{cv'}$  – шекті күйдегі ығысу кедергісінің бұрышы.

### Грек әріптері

$\alpha$  – іргетастық негіз бетінің көкжиекке қарасты еңкеюі;

$\beta$  – қабырға артындағы топырақтың құлама бұрышы (жоғары қарай-оң);

$\delta$  – топырақ-конструкция бөліну шекарасындағы үйкеліс бұрышы;

$\delta_d$  –  $\delta$  жобалық мәні;

$\gamma$  – меншікті салмақ;

$\gamma'$  – тиімді меншікті салмақ;

$\gamma_{c'}$  – тиімді ілініс күшіне арналған жеке еселік;

$\gamma_{cu}$  – суы сығылмай ығыстырылған күйдегі беріктікке арналған жеке еселік;

$\gamma_E$  – әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_f$  – дағдылы мәндерінен қолайсыз ауытқулары ескерілген әсерлерге арналған жеке еселік;

$\gamma_F$  – жеке еселік;

$\gamma_G$  – тұрақты әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_{G,dst}$  – үздіксіз тұрақсыздандыратын әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_{G,stb}$  – үздіксіз тұрақтандыратын әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_m$  – топырақ өлшеміне (материал қасиетіне) арналған жеке еселік;

$\gamma_{m,i}$  –  $i$  қабатындағы топырақ өлшеміне арналған жеке еселік;

$\gamma_M$  – топырақ өлшеміне (материал қасиетіне) арналған, сонымен қатар сүлбінің тұйықтығын ескеретін жеке еселік;

$\gamma_Q$  – ауыспалы әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_{qu}$  – бүйірлі ұлғаю мүмкін кездегі беріктікке арналған жеке еселік;

$\gamma_R$  – кедергіге арналған жеке еселік;

$\gamma_{R,d}$  – кедергі сүлбісіндегі тұйықтыққа арналған жеке еселік;

$\gamma_{R,e}$  – топырақ кедергісіне арналған жеке еселік;

$\gamma_{R,h}$  – сырғу кедергісіне арналған жеке еселік;

$\gamma_{R,v}$  – сығылу кедергісіне арналған жеке еселік;

$\gamma_{S,d}$  – әсерлер нәтижелерін сүлбілеу кезіндегі тұйықтықтарға арналған жеке еселік;

$\gamma_{Q,dst}$  – гидравликалық үзілу тудырып, тұрақсыздандыратын әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_{Q,stb}$  – гидравликалық үзілу тудырып, тұрақтандыратын әсерге арналған жеке еселік;

$\gamma_w$  – судың меншікті салмағы;

$\gamma_{\varphi'}$  – ішкі үйкеліс бұрышына арналған жеке еселік ( $\text{tg}\varphi'$ );

$\gamma_\gamma$  – судың меншікті салмағына арналған жеке еселік;

$\theta$  –  $H$  еңкею бұрышы;

$\psi$  – сипаттамалық шаманы дағдылы түріне өзгерту еселігі;

$\sigma_{stb,d}$  – толық тұрақтандыратын тік кернеудің жобалық мәні;

$\sigma'_{h,0}$  – қимылсыз күйдегі топырақтың тиімді қысымының көлденең сыңары;

$\sigma(z)$  –  $z$  тереңдігінде қабырға бетіне тік түсетін кернеу;

$\tau(z)$  –  $z$  тереңдігінде қабырғаға жанама түсетін кернеу;

$\varphi'$  – тиімді кернеулер жағдайындағы ішкі үйкеліс бұрышы;

$\varphi_{cv}$  – шекті күйде ығысу жағдайындағы ішкі үйкеліс бұрышы;

$\varphi_{cv,d}$  –  $\varphi_{cv}$  жобалық шамасы;

$\varphi'_d$  –  $\varphi'$  жобалық шамасы.

### Қысқартулар

CFA – үздіксіз бұрандалы қалақ сынды қада;

OCR – аса тығыздалғандық еселігі.

Геотехникалық есептеулер үшін келесі өлшемдіктер және олардың туындылары ұсынылады:

– күш, кН

– масса, кг

- бұраушы күш(момент), кНм
- массалық тығыздық, кг/м<sup>3</sup>;
- салмақтық тығыздық (меншікті салмақ), кН/м<sup>3</sup>;
- кернеу, қысым, беріктік және қатқылдық (деформация модулі) КПа
- сүзілу еселігі, м/с;
- нығая сығылу(консолидация) еселігі, м<sup>2</sup>/с.

## **5 ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ НЕГІЗДЕРІ**

Негіздерді жобалау барысында қисынды есептеу арқылы:

- негіздік түрі (табиғи немесе жасанды) қабылданады;
- іргетастардың түрі, конструкциясы, материалы және өлшемдері белгіленеді (тайыз немесе терең орнатылатын, таспалы, тосбағанды, тақталы, қадалы, темірбетонды, бетонды, шойтасбетонды, т.б.);
- ғимараттардың есептік пайдалану мерзімі бойынша жарамдылық дәрежесіне негіздің деформацияларының әсерін азайту қажет кезінде қолданылатын шаралар қарастырылады.

### **5.1 Геотехникалық жобалауға қойылатын талаптар**

5.1.1 [2.1(1)P] Есептік пайдалану мерзімі кезінде, сәйкес сенімділік және үнемділік дәрежесімен жобаланып салынған ғимарат:

- оны пайдалану кезінде пайда болатын, барлық мүмкін деген әсерлерді қабылдап көтере алу керек;
- ғимараттар мен конструктивтік элементтерге пайдалану кезінде қойылатын жарамдылық талаптарына сай болу керек [1].

5.1.2 [2.1(2)P] Тиісті жобаланған ғимарат, есептік пайдалану мерзімі кезінде:

- көтеру қабілетін;
- пайдалану кезіндегі жарамдылығын;
- ұзақ мерзімділігін сақтап қалуға тиісті [2].

5.1.3 [2.1(1)P] Әр геотехникалық жобалық ахуал үшін EN 1990: 2002 анықтаған күйлердің ешқайсысы шекті түрінен аспайтынын тексеру керек [2].

5.1.4 Жобалық ахуалдар мен шекті күйлерді анықтағанда келесі жайттар ескерілуге тиісті:

- жалпы беріктікпен және негіздік ауытқуларымен байланыстырылған алаңның геотехникалық жағдайлары;
- жобалық қызмет ету мерзімі сияқты, ерекше талаптармен бірге, ғимарат және оның элементтерінің түрі мен өлшемдері;
- қоршаған аймақтағы ахуал (көршілес ғимараттар, көлік, инженерлік коммуникациялар, өсімдіктер, қауіпті химикаттар);
- топырақтық жағдайлар;
- жер асты сулары;
- аймақтық сейсможағдай;

– қоршаған ортаның әсері (гидрология, жер үсті сулары, топырақтың отыруы, температура және ылғалдың маусымды өзгерістері).

Шекті күйлер, топырақты негіз бен ғимаратта жеке-жеке пайда болуы немесе ғимарат пен негіздің қоса қирауы мүмкін.

5.1.5 Шекті күйлерді келесі баптардың біреуі немесе бірнешеуі бойынша тексеру керек:

- сәйкес есептеулерді пайдалану;
- сәйкес ұсынылған шараларды тағайындау;
- сәйкес тәжірибелік үлгілерді қабылдап, жүктемемен сынақтау;
- сәйкес бақылау әдістерін қолдану.

5.1.6 Есептеу нәтижелерін, жағдайға байланысты, сәйкес тәжірибелік мәліметтермен салыстырып отыру қажет.

5.1.7 [2.1(8)P] Геотехникалық зерттеулердің, есептеулердің және құрылыс кезіндегі бақылаулық тексерістердің көлемі мен мазмұнына ең төменгі талаптар қою үшін, әрбір геотехникалық жобаның күрделілігін және жүретін тәуекелдігін анықтау керек[2].

5.1.9 Геотехникалық жобаға талаптар тағайындау үшін үш геотехникалық санаттар енгізілуі мүмкін: 1, 2 және 3.

5.1.10 Әдетте ғимараттың геотехникалық санаты геотехникалық ізденістер жүргізілуден бұрын тағайындалуға тиісті. Керек жағдайда, бұл санатты тексеру немесе жобалау мен құрылыстың кез келген кезеңінде оны өзгертуге болады.

5.1.11 1-ші геотехникалық санат, тек қана шағын және салыстырмалы түрде қарапайым ғимараттарды біріктіруге тиісті:

- бұлар үшін негізгі талаптар, тәжірибе және сапалық геотехникалық ізденістер негізінде орындалуы мүмкін;
- тәуекелі шамалы жағдайда.

5.1.12 1 геотехникалық санат әдістерін тек қана жалпы орнықтылықпен немесе негіздіктің ауытқуларымен байланыстырып, жергілікті қанығы тәжірибемен топырақтық жағдайлардың белгілі болғандығынан іргетастар мен негіздерді жобалап орнатуға жалпы қабылданған стандарттық әдістерді қолдануға болады.

5.1.13 2-ші геотехникалық санат тәуекелі ерекше қауіп-қатерлі немесе күрделі топырақтық, жүктелу жағдайларымен байланысты емес әдеттегі ғимарат түрлері мен іргетастар негіздерін біріктіреді.

5.1.14 2-ші геотехникалық санаттағы ғимараттардың жобасына, әдетте, сандық геотехникалық мәліметтермен негізгі талаптар орындалуын қамтамасыз ететін есептеулер енеді.

5.1.15 2-ші геотехникалық санаттағы ғимараттарды жобалағанда стандарттық далалық және зертханалық сынақтар, жобалау және жұмыстар орындау нәтижелерін қолдануға болады.

ЕСКЕРТУ 2-ші геотехникалық санатқа келесі ғимараттар мен олардың бөліктері енеді:

- табиғи негіздегі іргетастар;
- тұтас іргетастық тақталар;
- қадалы іргетастар;
- сүйеу және топырақ немесе суды ұстап тұратын қабырғалар және басқа да ғимараттар;
- топырақ қазындылары;

## **ҚР НТҚ 07-01.4-2012**

- көпірлер тіректері немесе тіреулері;
- үйінділер мен топырақты ғимараттар;
- топырақтық қарнақтар мен басқа да бекіту жүйелері;
- жарықшақтарсыз қатты тау жынысындағы немесе ерекше судан қорғауды және де басқа шараларды талап етпейтін үнгіжолдар.

5.1.16 3-ші геотехникалық санат, 1 және 2 геотехникалық санаттар шегінен шығатын ғимараттарды немесе олардың бөліктерін біріктіреді.

5.1.17 Әдетте, 3-ші геотехникалық санат, осы стандарттың ережелері мен баптарынан өзгеше ережелер мен баптарды қарастырады да, өлшем немесе күрделілік жағынан ерекше нысандарды, жоғары тәуекелге барғызатын және арнайы зерттеулер мен жобалау әдістерін талап ететін аса күрделі топырақтық жағдайларды біріктіреді, сондай-ақ мұнда, тығыз қалалық жағдайда, осал топырақтардағы қазаншұңқырлар қазу мен құрылыс жүргізу жатқызылады.

ЕСКЕРТУ 3-ші геотехникалық санат:

- аса үлкен ерекше ғимараттарды;
- тәуекелі ерекше немесе жүктелу және ерекше күрделі топырақтық жағдайлардағы ғимараттарды;
- жоғары сейсмикалық аудандардағы ғимараттарды;
- алаң тұрақсыз болуы мүмкін аудандардағы немесе топырақтың тұрақты ауытқулар себептерінен жеке зерттеулерді немесе ерекше шараларды талап ететін ғимараттарды біріктіреді.

## **5.2 Есептік ахуалдар**

5.2.1 [3.2(1)P] Негізгі есептік ахуалдар, ғимарат, өзінің қызметін атқара алатын жағдайлары ескеріліп, анықталуға тиісті [2].

5.2.2 [3.2(2)P] Есептік ахуалдар келесі түрде ажыратылады[2]:

- ғимараттың қалыпты пайдалану жағдайларына сай келетін тұрақты есептік ахуалдар;

- уақыт бойынша шектелген, мысалы, құрылыс немесе жөндеу кездеріндегі жағдайларға сай келетін өтпелі есептік ахуалдар;

- ғимарат, мысалы өрт, жарылыс, соққы немесе шектелген қирау зардаптарына ұшырайтын төтенше жағдайлар мен оқиғаларға жататын апаттық есептік ахуалдар;

- ғимаратқа деген сейсмикалық әсерлерге сай келетін, сейсмикалық есептік ахуалдар.

5.2.3 [3.2(3)P] Таңдалған есептік ахуалдар, жұмыстар жүргізу және ғимаратты пайдалану кездерінде пайда болатын барлық жағдайларды, жеткілікті көлемде ескеруге тиісті [2].

5.2.4 [2.2(1)P] Қысқа мерзімді де, ұзақ мерзімді де ахуалдар бірге қарастырылуға тиісті [2].

5.2.5 Геотехникалық жобалаудағы есептік ахуалдарды үлгілі егжей – тегжейлі сипаттауға:

- әсерлер, олардың тіркестері және жүктелу жағдайлары;
- ғимараттың, жалпы орнықтылық пен топырақты негіздік ауытқулары бойынша жалпы жарамдылығы ;



- есептік үлгіге енген топырақтардың, тау жыныстарының немесе конструкциялар элементтерінің орналасуы мен жіктелуі;
- төселген қабаттардың еңістігі;
- тау – кен қазылған жерлер, қуыстар және де басқа жерасты құрылымдары;
- жартасты топыраққа немесе оған жақын отырғызылған ғимараттар жағдайы;
- шамалы және қатты сығылатын қабаттардың кезек қабаттасуы;
- сынықтар мен жарықшақтар;
- жартасты бөліктердің орнықсыз болуының мүмкіндігі;
- понур тәрізді немесе борпылдақ материалмен толтырылған жарықшақтар түріндегі, еру үрдісі тоқтамаған, жағдайдағы сілтісіздендіру қуыстары;
- келесі жайттарды біріктіретін, жобаланатын нысанды қоршаған ортаның сипаты;
- сілтісіздендірудің зардабы, эрозия, негіздік бетінің геометриясын өзгертетін топырақ қазындылары;
- химиялық жемірілудің зардаптары;
- желге мүжілу зардаптары;
- тоңдану зардаптары;
- ұзақ қуаңшылық кезеңдерінің зардаптары;
- су деңгейін төмендету, кенет су басу, құрғату, су тарату жүйелерінің апаттары т.с.с. салдарынан жер асты сулары деңгейлерінің өзгеруі;
- топырақтан шыққан газдар болуы;
- материалдардың беріктігі мен басқа да қасиеттеріне тиетін басқа әсерлер, мысалы жануарлар қазған індерден пайда болатын шұңқырлар;
- жер сілкінулері;
- тау – кен жұмыстары кезіндегі жердің отыруы және басқа себептер салдарынан негіз топырағының жылжуы;
- ғимараттың деформацияларға деген әсералғыштығы;
- жаңа ғимараттың, бұрыннан бар ғимараттарға, коммуникацияларға немесе қоршаған ортаға тигізетін әсері, ену керек.

### 5.3 Төзімділік

5.3.1 [2.3(1)P] Геотехникалық жобада, қоршаған ортаның материалдар төзімділігіне тигізетін әсері бағаланып, қорғау немесе сәйкесті беріктігі бар материалдарды таңдау қарастыру керек [2].

5.3.2 Топырақта пайдаланылатын материалдардың төзімділігін бағалағанда келесі жайттар ескерілуге тиісті:

- а) бетон үшін:
  - жер асты суда немесе топырақта сульфаттық тұздар мен қышқылдар тәрізді жегі заттар барлығы;
- б) болат үшін:
  - іргетас бөліктері орналасқан, топырағы жер асты сулары мен оттегі енетіндей өткізгіштігі бар, жерлердегі химиялық әсерлер;
  - жылжи алатын, әсіресе, олардың орталық деңгейіндегі жер асты суларының жегілік әсер етуіне ашық, шпунттық қабырғалардың сыртқы бетінің жемірілуы;

– әсіресе электролиттік әсер келесі қақтану (катод) бетіне қақ түсірмейтін (анод) болат илектердің жарықшақ немесе кеуекті бетонға бекітілген болат бөліктердің ноқаттық тоттануы;

с) ағаш үшін:

– оттегі қыздыратын қара күйе және ұша алатын бактериялар;

d) синтетикалық маталар үшін:

– ультракүлгін сәулелер әсерінен ескіруі немесе озон, кернеулер мен температураның бірігіп тудыратын немесе химиялық шіру салдарынан қасиеттерінің нашарлауы.

## **5.4 Есептеулер қолданылатын геотехникалық жобалау**

### **5.4.1 Жалпы ережелер**

5.4.1.1 [2.4.1(1)P] Жобалардағы есептеулер [2] негізгі талаптарына және осы стандарттың ерекше ережелеріне сай орындалады. Жобалардағы есептеулерге:

– түсірілген жүктемелер немесе берілген ауытқулар түріндегі, мысалы негіз топырақтарының ауытқуларынан туындаған әсерлер;

– топырақтың, тау жыныстарының немесе басқа материалдар қасиеттері;

– геометриялық мәліметтер;

– деформациялардың, жарықшақтар ашылуының, дірілдердің т.б. шекті шамалары;

– есептеу үлгілері, енеді [2].

5.4.1.2 Топырақтық жағдайды білу, геотехникалық ізденістердің көлемі мен сапасына байланысты екенін ескерген жөн. Әдетте, негізгі талаптардың орындалуына мұндай білім мен жұмыстар жүргізілуін қадағалаудың, есептік үлгілер мен жеке еселіктердің дәлдігіне қарағанда, маңыздылау.

5.4.1.3 [2.4.1(3)P] Есептік үлгі, қарастырылып отырған шекті күйге сай, негіздіктің қабылданған қасиеттерін сипаттауға тиісті [2].

5.4.1.4 [2.4.1(4)P] Нақты шекті күйді сипаттайтын сенімді есептік үлгі табылмаса, еселіктер қолдану арқылы, бұл шекті күйдің тууын мүмкін емес етіп, басқа белгілі шекті күйді есептеу қажет. Бұл істің басқа жолы – тәжірибелік үлгілер мен жүктемемен сынақтау немесе бақылау әдісін қолдануды талап ететін нұсқаулар бойынша жобалау[2].

5.4.1.5 Жобалау шекті күйлер бойынша жүргізіледі. Әрбір жобалық геотехникалық ахуалда, жағдай, ешқандай мүмкін деген шекті күйден шығып кетпейтініне көз жеткізілуге тиісті. Шекті күй топырақта, ғимаратта, жеке-жеке немесе топырақ пен ғимаратта біріккен қирау түрінде тууы мүмкін. Шекті күй пайда болу мүмкіндігі есептік әдіспен, үлгілерде, нақты бақылаулар мен сынақтар арқылы тексеріле алады, сондай-ақ болғыздырмауы нұсқаулы шаралар қабылдаумен қамтамасыз етіледі.

Шекті күйлерді есептік әдіспен тексергенде, есептік үлгі, қарастырылатын күйдегі топырақтың жағдайын сипаттауға тиісті.

Есептік үлгі:

– аналитикалық;

– жартылай эмпирикалық;

– сандық түрлерінде бола алады.

5.4.1.6 [2.4.1(6)P] Кез келген есептік үлгі дәл немесе сенімділігін арттыратын терістік беретін болуға тиісті[2].

5.4.1.7 Есептік үлгінің жеңілдетілуі мүмкін.

5.4.1.8 Керек жағдайларда үлгі қолдану арқылы алынған нәтижелерді жобалық есептеу дәл болу немесе сенімділікті арттыратын терістіктер беретіндей қылып өзгертуге болады.

5.4.1.9 Егер нәтижелерді түрлендіру үшін үлгі еселігі қолданылса, ол:

- осы есептеу әдісімен алынған нәтижелер анықталмағандығының ауқымын;
- осы есептеу әдісімен байланысты, кез келген белгілі жүйелі терістіктерді ескеруге тиісті.

5.4.1.10 [2.4.1(10)P] Егер есептеуде эмпирикалық тәуелділік пайдаланылса, онда оның, басым топырақтық жағдайға сәйкес екені, айқын анықталуға тиісті[2].

5.4.1.11 Зандылықтары ескеріліп, топырақтардың шекті күйлері есептік сұлбалар арқылы жеңіл анықталуға тиісті.

5.4.1.12 Деформациялардың ортақтылығын немесе шекті күйде ғимарат пен негіздіктің әрекеттестігін ескеретін сандық әдістер де жарап қалады.

ЕСКЕРТУ Есептік үлгілердің көпшілігі «негіз – ғимарат» жүйесінің жеткілікті иілгіштік жайындағы жорамалға негізделген. Иілгіштіктің жоқтығы, лезде қирау деп сипаттауға болатын шекті күйге апаруы мүмкін.

## **5.4.2 Әсерлер**

5.4.2.1 [4.1.1(1)P] Әсерлер, уақыт бойынша өзгеруіне байланысты, келесі түрде ажыратылады[1]:

- тұрақты әсерлер (G), көтергіш конструкциялардың, қоса орнатылған жабдықтардың, жол төсемдерінің өз салмақтары және кеберсулер мен әркелкі шөгулер тудыратын жанама әсерлер;

- ауыспалы әсерлер (Q) мысалы, қабат аралық жабындарға, аркалықтарға және төбеге түсетін жүктемелер, жел әсерлері мен қар жүктемелері;

- апаттық әсерлер (A), мысалы жарылыстар немесе көлік құралының соққысы.

5.4.2.2 [4.1.1(4)P ] Әсерлер сондай-ақ:

- пайда болуына байланысты – тура және жанама түсетін;
- олардың кеңістіктік таралуының өзгеруіне байланысты – белгіленген немесе еркін;
- олардың табиғаты немесе ғимарат әсеріне байланысты – статикалық немесе динамикалық деп ажыратылады[1].

5.4.2.3 [2.4.2(2)P] Геотехникалық әсерлер өлшемдерінің мәндерін, егер олар белгілі болса, есептеу жүргізбей тұрып қабылдау керек[2].

ЕСКЕРТУ Геотехникалық өлшемдердің мәндері есептеу барысында өзгерілуі мүмкін. Бұл жағдайларда олар, бастапқы мәні берілген бірінші жуықтау түрінде енгізіледі.

5.4.2.4 [2.4.2(3)P] Жобада қабылданатын әсерлерді анықтағанда, ғимарат пен негіздік араларындағы барлық әрекеттестік ескерілуге тиісті[2].

5.4.2.5 Геотехникалық жобаға әсерлер түрінде келесі жайттар енгізіледі:

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

- топырақ, тау жынысы және су салмақтары;
- негіздіктегі кернеулер;
- топырақ қысымы және жер асты суларының қысымы;
- толқындар қысымын қосқандағы еркін су қысымы;
- жер асты суларының қысымы;
- сүзілу кезіндегі қысымдар;
- ғимараттардан берілетін тұрақты және уақытша жүктемелер;
- қатарлас қосымша жүктемелер;
- байлап бекіту күштері;
- жүктеменің жойылуы немесе топырақтың қазып алынуы;
- көліктік жүктемелер;
- тау – кен, үңгіжолдар және жерасты қуыстар жасау жұмыстары туғызатын ауытқулар;
- өсімдік жамылғысы, ауа-райы немесе ылғалдылық өзгерулері тудыратын ісіну және кебу;
- жылжымалылық немесе ығысқан топырақ тудыратын ауытқулар;
- қасиеттер нашарлауы, бөлшектену, ыдырау, тығыздалу немесе еру тудыратын ауытқулар;
- жер сілкінулері, жарылыстар, тербелістер және динамикалық жүктемелер тудыратын ауытқулар мен үдеулер;
- тоңдану қосылған температуралық әсерлер;
- мұзды жүктемелер;
- топырақтағы қарнактар мен тіректердің сыртқы алдын ала керілуі;
- кері үйкеліс.

5.4.2.6 [2.4.2(5)P] Жеке – жеке түсе алатын әсерлердің бірігу мүмкіндігі ескерілуге тиісті[2].

5.4.2.7 [2.4.2(6)P] Әсерлер ұзақтығы, топырақ қасиеттерінің уақыт бойынша өзгеретіні ескеріліп, қарастырылуға тиісті, әсіресе, ұсақтүйіршікті топырақтардың су өткізгіштік және сығылғыштық өлшемдері[2].

5.4.2.8 [2.4.2(7)P] Қайта түскен әсерлер мен қарқындылығы ауыспалы әсерлер өтіп жатқан ауытқулары, топырақтардың сұйылуы, негіздіктің қатқылдығы мен беріктігінің өзгерулері ескеріліп, қарастырылуға тиісті[2].

5.4.2.9 [2.4.2(8)P] Ғимарат пен негіздіктің динамикалық әрекетін тудыратын әсерлер жеке қарастырылуға тиісті[2].

5.4.2.10 [2.4.2(9)P] Деформацияларды, жарықшақтануды, ауыспалы су өткізгіштік пен жемірілуді ескеру үшін топырақтық және еркін сулар тарататын қысым мөлшері басым келетін әсерлер ерекше қарастырылуға тиісті і[2].

МЫСАЛ Есептеу барысында жүктелудің өте қолайсыз бірігуін анықтау, маңызды жағдай. Ол үшін, арттыру еселіктері әртүрлі, әр нұсқаның іске асырылу мүмкіндігі ескеріліп, жүктемелер бірігуінің бірнеше түрі қарастырылады. Біріккен жобалық жүктеме DSL келесі нұсқаулар негізінде анықталады:

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_S S + HS + EP(F_S = 3.0), \quad (5.1)$$

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_W W + HS + EP(F_S = 2.0), \quad (5.2)$$

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_E EE + R_S S(F_S = 2.0), \quad (5.3)$$

мұндағы  $DL$  – тұрақты жүктеме;

$LL$  – уақытша ұзақ;

$S$  – қар жүктемесі;

$W$  – жел жүктемесі;

$E$  – сейсмикалық жүктеме;

$HS$  және  $EP$  – сәйкесінше, су және топырақ қысымы;

$R_D, R_L, R_S, R_W, R_E$  – сәйкес жүктемелердің қолайсыз ауытқуын ескеретін жүктемелердің өсу еселіктері (amplification factors).

5.4.2.11 Негіздердің көтеру қабілетін есептегенде, кейде, жел жүктемесін ескерудің келесі тәсілі қолданылады.  $p_w$  қарқынына байланысты, екі жағдай қарастырылады:

$$p_w \leq 0,25 (p_a + p_L); \quad 2) \quad p_w > 0,25(p_a + p_L) \quad (5.4)$$

мұндағы  $p_w, p_a, p_L$  – негізге сәйкесінше жел, тұрақты және пайдалы жүктемелерден түсетін қысым. Бірінші жағдайда, желдік жүктеме беретін қысым әсері ескерілмейді, ал екінші жағдайда – топыраққа түсетін рауалы қысым 25% аспай өсетін мөлшерде, есептеуге, желдік жүктемемен қоса, барлық жүктемелер енгізіледі.

ЕСКЕРТУ Қолайсыз (немесе тұрақсыздандыратын) және қолайлы (тұрақтандыратын) тұрақты әсерлерді кейбір жағдайларда бір жерден таралған деп қарастыруға болады. Бұл жағдайда, сол әсерлер қосындысына немесе әсерлер нәтижелерінің қосындысына бірыңғай қауіпсіздік жеке еселігін қолдануға болады.

5.4.2.12 Негіздің есептік сұлбасы, негіз бен ғимараттың бірлескен, ортақ деформациясын анықтау үшін таңдалады.

5.4.2.13 Орталықты және орталықтан тыс жүктелген іргетас табанының шетіндегі топыраққа түсетін қысым (негіздердің деформациялары бойынша қабылданған жүктемелерден іргетас табанында туындайтын қысымдар сызықты таралады деп есептелінген) іргетастың топыраққа еңгізілуі мен іргетас үстіндегі конструкциялардың қатқылдығы ескеріліп, анықталуға тиісті.

5.4.2.14 Орталықтан тыс жүктелген іргетастарды есептегенде, трапеция тәрізді қысымдар эпюрасынан басқа, үшбұрышты, соның ішінде, тең әсердің салыстырмалы, орталықтан тыстығы  $1/6$  асқанда, іргетас табанының шеті топырақтан ажырағанын білдіретін, ұзындығы қысқартылған эпюра. (5.1 – 5.4-ші Сурет)

5.4.2.15 Топыраққа таралатын қысым эпюраларының рауалы түрлерін шектейтін (орталықтан тыстығының рауалы мәнін) талаптар, жүктемелердің кез-келген негізгі біріктірулеріне жатады.

5.4.2.16 Шеткілік қысымдар келесі формулалар бойынша анықталады:

Орталықты жүктелуде:

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d, \quad (5.5)$$

салыстырмалы орталықтан тыстығы  $\frac{e}{l} \leq 1/6$ .

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d \pm \frac{M}{W}, \quad (5.6)$$

салыстырмалы орталықтан тыстығы  $\frac{e}{l} > 1/6$ .

$$p = 2 \frac{N + \gamma_{mt} dl'b}{3bc_0}, \quad (5.7)$$

мұндағы  $N$  – негізді деформациялар бойынша есептегенде анықталатын, іргетас пен оның жетесіндегі топырақ салмақтарын қоспағандағы, негізге түсетін тік жүктемелердің қосындысы;

$A$  – іргетас табанының ауданы;

$\gamma_{mt}$  – 20 кН/м<sup>3</sup> тең қылып қабылданатын, іргетас материалының, іргетас табанынан жоғары орналасқан топырақ пен едендер меншікті салмақтарының орташаланған мәні;

$d$  – іргетастың салу тереңдігі;

$M$  – іргетастың топыраққа тереңделуі мен жоғарғы конструкциялардың таратушылық ықпалы ескеріліп немесе ескерілмей табылған, іргетас табаны бойынша әсер ететін барлық жүктемелер теңәсерінің бұраушы күші;

$W$  – іргетас табандық ауданының кедергісі;

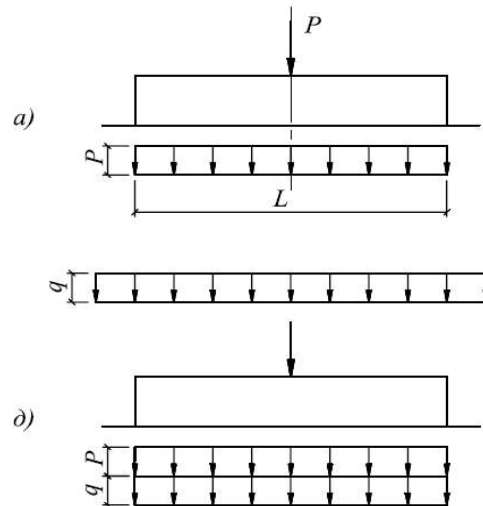
$c_0$  – төмендегі формула бойынша анықталатын, теңәсер түскен нүктеден іргетас шетіне дейінгі қашықтық:

$$c_0 = \frac{l}{2} - \frac{M}{N + \gamma_{mt} dl'b}, \quad (5.8)$$

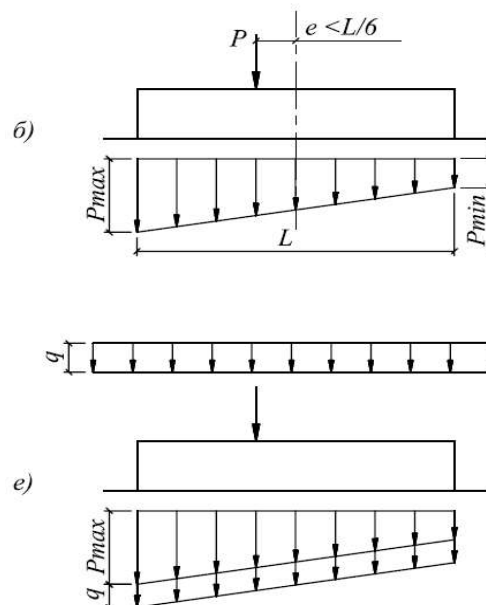
$e$  – келесі формула бойыша анықталатын, жүктеменің іргетас табаны бойыша орталықтан тыстығы

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt} d_f lb}, \quad (5.9)$$

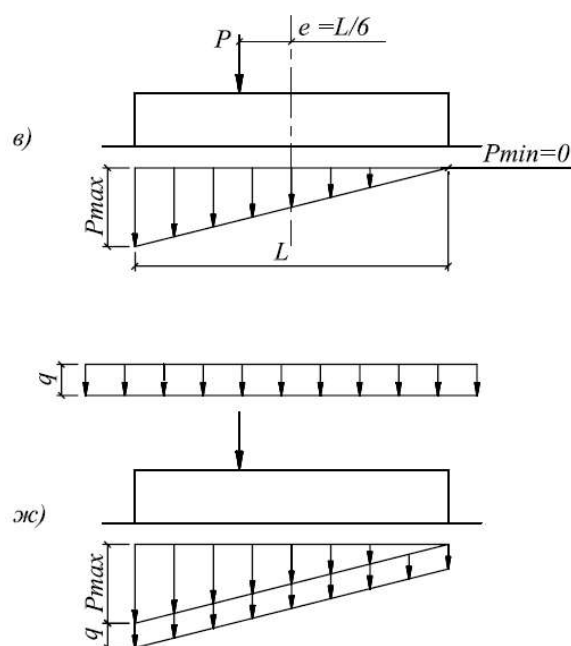
Іргетастардың салу тереңдігін, тоңдану тереңдіктен төмен қабылдаған жөн.



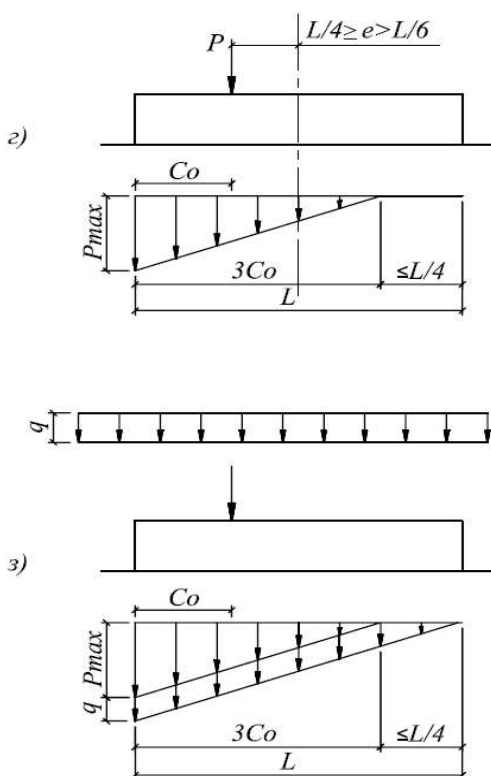
Сурет 5.1 – Орталықты жүктеме жағдайындағы іргетастар табаны бойынша таралатын қысымдар эпюралары. а және д-орталықты жүктеме жағдайында



Сурет 5.2 – Орталықтан тыс жүктеме жағдайындағы іргетас табаны бойынша таралатын әсерлер эпюралары. б және е- жүктеменің орталықтан тыс түскен жағдайында



Сурет 5.3 – Орталықтан тыс жүктеме жағдайындағы іргетас табаны бойынша таралатын әсерлер эпюралары. б және жс –  $e = \frac{l}{6}$  жағдайында



Сурет 5.4 – Орталықтан тыс жүктеме жағдайындағы іргетас табаны бойынша таралатын әсерлер эпюралары. з және з –  $e > \frac{l}{6}$  жағдайында (іргетастың топырақтан жарым-жартылай ажырағанында)



### 5.4.3 Негіз топырақтарының қасиеттері

5.4.3.1 [2.4.3(1)P] Сандық мәндері, жобалық есептеулерде қабылданатын, топырақтық және жартастық сілемдердің өлшемдері, сынақтар нәтижелерін тікелей немесе сәйкеске келтіру арқылы, қағида көмегімен немесе эмпирикалық жолмен немесе осыған қатынасы бар мәліметтер пайдалану арқылы, басқа да әдістермен анықталуға тиісті [2].

5.4.3.2 [2.4.3(2)P] Сынақтар нәтижелері бойынша қабылданатын мәндер және басқа да мәліметтер, қаралатын шекті күйге байланысты бейімделе, алынуға тиісті [2].

5.4.3.3 [2.4.3(3)P] Негіздік топырақтарының қасиеттері мен сынақтар нәтижелері бойынша алынған геотехникалық өлшемдер және де ғимарат жағдайын анықтайтын өлшемдер араларында айырмашылық болуы мүмкін екенін ескеру қажет [2].

5.4.3.4 5.4.3.3-гі айырмашылықтар келесі жағдайларға байланысты болуы мүмкін: геотехникалық өлшемдердің көбі, нағыз тұрақты шама бола алмайды, себебі, кернеулер деңгейі мен деформациялану түріне тәуелді;

– топырақ немесе тау жынысының құрылымдық ерекшеліктері (жарықшақтар, қабыршақтану, ірі түйіршіктер, т.б.) сынақтар мен ғимараттың геотехникалық әрекетінде әртүрлі мән атқаруы мүмкін;

- уақыттық әсерлер;
- топырақ немесе тау жынысының су сүзілу себебінен босаңсуы;
- динамикалық әсерлерден босаңсу;
- сынақталатын топырақ немесе тау жынысының морттылығы немесе көнгіштігі;
- геотехникалық ғимаратты тұрғызу әдісі;
- қолдан үйілген немесе бекітілген топыраққа жұмыс жүргізудің әсері;
- құрылыс жұмыстарының топырақ қасиеттеріне тигізетін әсері.

5.4.3.5 Геотехникалық өлшемдерінің мәндері белгіленгенде:

сәйкес топырақтық жағдайлардағы сынақтардың барлық түрлерінің қолданылу жайындағы әйгілі немесе жарияланған ақпарат;

әрбір геотехникалық өлшемнің қолданыстағы жарияланған мәліметтер, жергілікті және жалпыға мәлім тәжірибелермен салыстырылған мәндері;

геотехникалық өлшемдердің жоба үшін маңызды түрлері;

көршілес ғимараттардың кез келген ірімасштабты табиғи сынақтары мен өлшеулер нәтижелері;

саны бірден асқан сынақтар нәтижелерінің арасындағы барлық сәйкестендіру байланыстары;

ғимарат қызмет ету мерзімі кезінде мүмкін деген, топырақтар қасиеттерінің кез келген елеулі түрде нашарлауы, ескерілуге тиісті.

5.4.3.6 [2.4.3(6)P] Қажетті жерлерде, [2] сәйкес, зертханалық немесе далалық сынақтардың мәліметтерін, негіздікті құрайтын топырақтың немесе тау жынысының әрекетін білдіретін мәндерге ауыстыру үшін, өлшемдеу еселіктері қолданылады немесе сынақтар нәтижелері бойынша туынды шамалар алу үшін пайдаланылатын сәйкестендіру тәуелділіктері ескерілуге тиісті [2].

5.4.3.7 [3.3.2(1)P] Жартасты емес және жартасты топырақтың күйі мен құрамдастары, басқа сынақтар нәтижелері бейімделіну алдында анықталуға тиісті [2].

5.4.3.8 [3.3.2(2)P] Материал зерттеліп, анықталып және қабылданған жіктелуге сай сипатталуға тиісті. Геологиялық бағалау жүргізу керек [2].

5.4.3.9 Топырақтар, танылған геотехникалық жіктеу және сипаттау жүйелеріне сай жіктеліп, олардың қабаттары сипаттама алғаны жөн.

5.4.3.10 Жартасты жыныстар қатты материал сапасы (тастың) және оның жарықшақтығы бойынша жіктеледі. Тас сапасын, табиғи себептердің әсері, түйіршіктердің орналасуы, минералдар дөңдерінің басым көпшілігінің ірілігіне және негізгі минералдың қаттылығы мен тығыздығына байланысты сипаттаған жөн. Жарықшақтықты, тұтасу түріне, еніне, толтырылу аралығы мен сапасына қарай сипаттаған дұрыс. Жіктеу, анықтау мақсатымен жүргізілген зертханалық зерттеулердің нәтижелерін толықтыру үшін топырақтардың төменгіде келтірілген қасиеттік сипаттамалары анықталады ([2]қара):

Жартасты емес топырақтар үшін:

- қиыршықтық құрам;
- көлемдік салмақ;
- кеуектілік;
- ылғалдылық;
- түйіршіктер пішіні;
- түйіршіктер беттерінің кедір-бұдырлығы;
- тығыздық көрсеткіші;
- Аттерберг шектері (иленгіштік саны, аққыштық көрсеткіші);
- ісіну;
- карбонаттар мөлшері;
- органика мөлшері.

Жартасты жыныстар үшін:

- минералдық құрам;
- петрографиялық құрам;
- ылғалдылық;
- көлемдік салмақ;
- кеуектілік;
- дыбыс жылдамдығы;
- суды тез сіңірушілік;
- сулауға төзімділігі;
- бір бағытта қысып сынақтау кезіндегі беріктік.

5.4.3.11 [3.3.8(1)P] Тау жыныстары мен жартастық сілемдердің сапасы мен қасиеттерін бағалағанда, табиғи сынамаларды сынақтау кезіндегі жартастық материал мен өлшем жағынан едәуір үлкен, құрылымдық тұтастықтың ажыратылуымен, қабаттасуымен, жарықшақтармен, сілтілену, ығысу аймақтарымен және қуыстарымен сипатталатын жартастық сілемдер араларындағы қасиеттік айырмашылық жүргізілуге тиісті [2]. Жарылып айырылудың келесі сипаттамаларын ескеру керек:

- ажырау араларындағы арақашықтық;
- бағытттануы;
- ашылуы;
- үздіксіз ұзындығы,

- саңлаусыздығы;
- бұрынғы қозғалулар әсері ескерілгендегі кедір-бұдырлық;
- толтырғыш материал.

5.4.3.12 [3.3.8(2)P] Тау жыныстары мен жартастық сілемдердің қасиеттерін бағалағанда келесі жайттар қосымша ескерілуге тиісті [2]:

- табиғи кернеулер;
- су қысымы;
- әртүрлі қабаттар араларындағы қасиеттік, айқын әртектілік.

5.4.3.13 Жартастық сілемдердің:

- беріктігі мен қатқылдығы;
- әсіресе, жарықшақтық аймақтардағы жекешеліктер;
- жарықшақтар жүйесінің су өткізгіштігі;
- жемірілген тау жыныстарының деформациялық сияқты қасиеттерін, [2] сәйкес, жартасты сілемдерінің жіктелуін пайдалана отырып, бағалауға болады.

5.4.3.14 [3.3.8(4)P] Тау жыныстарының, мысалы, ауа-райлық немесе кернеулік күйдің өзгеруіне деген әсералғыштығы ескерілуге тиісті [2]. Сондай-ақ, жартасты негіздердің жайына, химиялық әсерлердің тигізетін әсерін де, ескеру қажет.

5.4.3.15 Тау жыныстары мен жартасты сілемдердің сапасын бағалағанда келесі қасиеттерін ескеру керек:

- кейбір кеуекті, осал тау жыныстары, әсіресе, жемірілу кезінде, тез қирап, беріктігі төмен топырақтарға айналады;
- кейбір тау жыныстарына, оларда, жер бетіне шыға алатын, жер асты сулары енетін жолдар, қуыстар мен тесіктер болғандықтан, жоғары ерігіштік тән;
- салмақ алынып, ауаға жол ашылған кезде, кейбір тау жыныстары, құрамындағы балшықты минералдар су сіңіру салдарынан, қатты ісінеді.

5.4.3.16 [3.3.8.2(1)P] Тау жыныстарының, бір бағытта батыру және сығылу кездеріндегі беріктігін бағалағанда, келесі жайттар ескерілуге тиісті [2]:

- жүктеу күшінің, мысалы, сынамалар анизотропиясына, қабаттасу жазықтықтарына қарасты бағытталуы;
- сынамалар алу әдісі, сақтау тарихы және қоршаған орта;
- сынақталған сынамалар саны;
- сынақталған сынамалар геометриясы;
- сынақтар кезіндегі ылғалдылық пен суға қанығу дәрежесі;
- сынақтар ұзақтылығы мен кернеулер деңгейі;
- деформация модулін анықтау әдісі және ол, анықталған кернеулер деңгейі немесе деңгейлері.

5.4.3.17 [3.3.9.1(1)P] Су өткізгіштік және нығая сығылу өлшемдерін бағалағанда, келесі жайттар ескерілуге тиісті [2]:

- әртектілік әсері;
- анизотропия әсері;
- жарықшақтар мен сынақтардың әсері;
- берілген жүктемеден туындайтын кернеулер өзгерістерінің әсері.

5.4.3.18 Өлшемдері кіші сынамалардың, зертханалық жағдайда, су өткізгіштігін өлшеу табиғи жағдайларға толық сай келмеуі мүмкін. Сондықтан, мүмкіншілікке қарай,

## **ҚР НТҚ 07-01.4-2012**

негіздіктің неғұрлым үлкен көлемдерін сынаған жөн. Бірақ, мұнда, табиғи жағдайлармен салыстырғанда, тиімді кернеулер өскен сайын су өткізгіштіктің өзгеруі мүмкін екендігі ескерілуге тиісті.

5.4.3.19 Кейде су өткізгіштік, қиыршықтық құрам жайындағы ақпарат негізінде, анықталады.

### **5.4.4 Геометриялық мәліметтер**

5.4.4.1 [2.4.4(1)P] Жер бетінің және топырақ қабаттарының, су деңгейлерінің, қабаттар, жерқазындылар шекараларының, биіктік белгілері мен еңістіктері немесе геотехникалық ғимараттардың өлшемдері, геометриялық мәліметтер түрінде, қарастырылуға тиісті [2].

### **5.4.5 Сипаттамалық шамалар**

#### **5.4.5.1 Әсерлердің сипаттамалық және дағдылы шамалары**

5.4.5.1. [2.4.5.1(1)P] Әсерлердің сипаттамалық және дағдылы шамалары [2] сәйкес анықталуға тиісті.

#### **5.4.6 Геотехникалық өлшемдердің сипаттамалық мәндері**

5.4.6.1 [2.4.5.2(1)P] Геотехникалық өлшемдер, зертханалық және далалық сынақтар бойынша алынып, тәжірибелік дәлелмен толықтырылған, туынды мәндермен анықталады [2].

5.4.6.2 [2.4.5.2(2)P] Геотехникалық өлшемнің мәні, шекті күйге жетуге әсер ететін мәнінің абайлы бағалау түрінде, тағайындалуы керек [2].

5.4.6.3 [2.4.5.2(3)P]  $c'$  және  $tg\phi'$  беріктік сипаттамаларын анықтағанда  $c'$  мәндерінің шашылуы  $tg\phi'$  қарағанда, үлкенірек екенін ескеру керек [2].

5.4.6.4 [2.4.5.2(4)P] Геотехникалық өлшемдердің мәндері таңдалғанда, келесі жайттар ескерілуге тиісті [2]:

- геологиялық және басқа да алғашқы ақпараттар, мысалы, бұрынырақ жасалған жобалардың мәліметтері;
- өлшенген өлшемдер мәндерінің өзгеруі жайындағы және басқа да маңызды ақпарат;
- табиғи және зертханалық мәліметтердің көлемі;
- сынақтардың түрлері мен саны;
- осы шекті күйдегі геотехникалық ғимараттың жағдайын анықтайтын, негіздік аймағының өлшемдері;
- геотехникалық конструкцияның, жүктемені, негіздіктің осал аймақтарынан, берік аймақтарына, тарату қабілеті.

5.4.6.5 Сипаттамалық мәндер ең кішісі деп қабылдануы мүмкін, егер олар, ең ықтимал мәнінен аспаса, немесе ең үлкені деп, егер, ең ықтимал мәнінен жоғары болса.

5.4.6.6 [2.4.5.2(2)P] Барлық есептеулерде тәуелсіз өлшемдердің ең үлкен және ең кіші мәндерінен құралған, ең қолайсыз қыйыстандыруын пайдалану керек [2].

5.4.6.7 Егер, топырақ өлшемдерінің сипаттамалық мәндерін қабылдау үшін, статистикалық әдістер қолданылса, онда, мұндай әдістер жергілікті және аймақтық сынамалар алу үшін, әртүрлі болу керек және негіздіктің салыстырылатын өлшемдердің күмәнсіз белгілерінің қабылдануына жол беруге тиісті.

5.4.6.8 Статистикалық әдістер қолданылатын жағдайда, қарастырылатын шекті күйдің тууына сәйкес келетін сипаттамалық мәннің, ең қолайсыз мәнінің есептік ықтималдылығы 5% аспау керек.

ЕСКЕРТУ Мұнда орташа шаманың сақтықпен бағалануы дегеніміз сенімді ықтималдық деңгей 95 % тең геотехникалық өлшемдер мәндерінің шектелген жинағы, ал шамалы мәннің сақтықпен бағалануы 5 % дәлдікпен анықталады.

5.4.6.9 Ізденістер нәтижелерінің өлшемдеріне жататын сипаттамалық мәндердің стандарттық кестелерін қолданғанда, сипаттамалық мәнді аса сақтық баға түрінде қабылдау керек.

#### 5.4.7 Геометриялық мәліметтердің сипаттамалық мәндері

5.4.7.1 [2.4.5.3(1)P] Топырақ пен жер асты немесе еркін сулар деңгейлерінің сипаттамалық мәндері өлшеніп, жоғарғы және төменгі деңгейлердің қалыптық және есептік мәндері анықталады [2].

5.4.7.2 Топырақ пен геотехникалық ғимараттардың, немесе олардың бөлшектерінің өлшемдер деңгейінің сипаттамалық мәндері, қалыпты мәндеріне тең болуға тиісті.

#### 5.4.8 Есептік мәндер

5.4.8.1 [2.4.6.1(1)P] Әсердің есептік шамасы [2] сәйкес анықталуға тиісті.

5.4.8.2 [2.4.6.1(2)P]  $F_d$  әсерінің есептік шамасы тікелей бағаланып немесе дағдылы мәндері бойынша, келесі теңдеу арқылы табылуға тиісті [2]:

$$F_d = \gamma_F F_{\text{гер}}, \quad (5.10)$$

$$F_{\text{гер}} = \psi F_k, \quad (5.11)$$

мұндағы  $F_d$  — әсердің есептік мәні;

$F_{\text{гер}}$  — оның дағдылы шамасы;

$\gamma_F$  — осы әсердің жеке еселігі;

$F_k$  — әсердің сипаттамалық шамасы;

$\psi$  — сипаттамалық мәндерді, дағдылы мәндерге ауыстыру еселігі (тек ауыспалы және кездейсоқ әсерлерге қолданылады).

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

Төмендегі 5.1-Кестесінде [2] ұлттық қосымшасының А.1-Кестесінен және А.1 - А.9 кестелерінен алынған, ғимараттарға қолданылатын  $\gamma_F$  мәндері келтірілген. EQU, STR/GEO т.с.с. шекті күйлер бойынша түсіндірулер 5.1 - Кестесінде берілген.

### 5.1 кесте – Ғимараттарға әртүрлі шекті күйлерде берілетін әсерлердің жеке еселіктері

Әсердің ұзақтығы	Әсердің нәтижесі	Белгіленуі $\gamma_F$	Шекті күй / жеке еселіктер тобы				
			EQU	STR/GEO		UPL	HYD
				A1	A2		
Тұрақты	Қолайсыз	$\gamma_{G;dst}$	1,1	1,35	1,0	1,1	1,35
	Қолайлы	$\gamma_{G;std}$	0,9	1,0	1,0	0,9	0,9
Ауыспалы	Қолайсыз	$\gamma_{Q;dst}$	1,5	1,5	1,3	1,5	1,5

Қолайсыз әсерлер («dst» белгісі бар) – конструкцияларды тұрақсыздандыратын әсерлер, ал қолайлы әсерлер («std» белгісі бар) – конструкцияларды тұрақтандыратын әсерлер. Ауыспалы қолайлы әсерлер кестеде келтірілмеген, өйткені [2] олар әдейі ескерілмеген (мысалы,  $\gamma_{Q;std} = 0$ ).

МЫСАЛ (STR/GEO шекті күйлерімен А.1 жеке еселіктер тобы пайдаланылады). Егер негізге түсетін дағдылы тік жүктеме  $F_{rep}$ , 100 кН құраса, онда есептік тік жүктеме  $F_d$ :  $100 \times 1.35 = 135$  кН тең болады.

$\psi$  мәндері ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011 келтірілген. Жалғыз әсерлі  $\psi = 1$  геотехникалық ахуалдарда, әсерлердің дағдылы және сипаттамалық мәндері бірдей болады. Негізгі емес жүктеме жағдайында бірнеше уақытша әсерлер үшін  $\psi < 1,0$ .

### 5.4.9 Геотехникалық өлшемдердің есептік шамалары

5.4.9.1 [2.4.6.2(1)P] Геотехникалық өлшемдердің есептік мәндері  $X_d$ , сипаттамалық мәндері бойынша, келесі Формуламен бағаланылады [2]:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (5.12)$$

немесе тікелей анықталады.

мұндағы  $X_d$  – материал қасиеттерінің есептік мәні;

$X_k$  – бұл қасиеттің сипаттамалық мәні;

$\gamma_M$  – осы материал қасиетінің жеке еселігі

5.4.9.2 [2.4.6.2(2)P] (5.12) Формуласында, А Қосымшасында көрсетілген ұзақ уақытша ахуалдар үшін, жеке еселіктің  $\gamma_M$  мәндері қолданылуға тиісті [2].

5.4.9.3 Егер геотехникалық өлшемдердің есептік мәндері тікелей бағаланса, онда А Қосымшасында келтірілген жеке еселіктері, талап етілген қауіпсіздік деңгейі бойынша, анықтамалық деректер түрінде қолданылуға тиісті.

ЕСКЕРТУ 1. Жеке еселіктердің мәндері ұлттық қосымшалардан қабылдануы мүмкін.

ЕСКЕРТУ 2. А Қосымшасындағы мәндер дәстүрлі жобалауда қауіпсіздіктің ең төмен деңгейін береді.

$\gamma_M$  мәндері ҚР ҚН ұлттық қосымшасының А Қосымшасынан қабылданады. Өртүрлі шекті күйлерге (EQU, STR/GEO т.с.с.) берілген түсіндірулер 5.2 - Кестеде келтірілген.

### 5.2 кесте - Өртүрлі шекті күйлердегі материал қасиеттерінің жеке еселіктері

Топырақтың өлшемдері	Белгісі $\gamma_M$	Шекті күй / жеке еселіктер тобы				
		EQU	STR/GEO		UPL	HYD
			M1	M2		
Ығысу кедергісінің бұрышы	$\gamma_{\phi'}$	1,1*	1,0*	1,25*	1,25*	
Тиімді ілініс күші	$\gamma_{c'}$	1,1	1,0	1,25	1,25	
Су сығылмаған күйдегі ығысу кедергісі	$\gamma_{cu}$	1,2	1,0	1,4	1,4	
Шекті беріктік	$\gamma_{qu}$	1,2	1,0	1,4	1,4	
Салмақтық тығыздық	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0	1,0	-	
Қаданың жұлыну кедергісі	$\gamma_{s,t}$				қосымшаны кара	
Қарнақ	$\gamma_R$				1,4**	
ЕСКЕРТУ * $\phi'$ емес $\tan < \phi'$ қолданылылады ** Алдын ала керілмеген қарнақтар үшін үлкенірек шамаларды қабылдау керек.						

1 МЫСАЛ ( STR/GEO шекті күйлер мен M2 жеке еселіктер тобы пайдаланылады). Егер балшықтың суы сығылмаған күйдегі ығысу беріктігінің сипаттамалық мәні ( $c_{uk}$ ) 80 кПа болса, онда оның есептік беріктігі ( $c_{uk}$ )  $80 / 1,4 = 57$ кПа.

2 МЫСАЛ ( STR/GEO шекті күйлері мен M2 жеке еселіктер тобы пайдаланылады). Егер балшықтың ығысу кедергісі бұрышының сипаттамалық мәні ( $\phi'_k$ )  $23^\circ$  болса, онда оның есептік мәні ( $\phi'_d$ ) -  $\tan^{-1} ((\tan 23^\circ) / 1,25) = 18.8^\circ$ .

### 5.4.10 Геометриялық өлшемдердің есептік мәндері

5.4.10.1 Жеке әсерлер мен материалдардың еселіктері  $\gamma_F$  және  $\gamma_M$  геометриялық өлшемдердегі шамалы ғана өзгерістерді ескереді. Мұндай жағдайларда геометриялық өлшемдердің қосымша сенімділік қоры қажет емес.

5.4.10.2 [2.4.6.3(2)P] Егер геометриялық мәліметтердің өзгеруі, ғимарат сенімділігіне елеулі ықпал ететін болса, онда геометриялық өлшемдердің жобалық мәндері  $a_d$  тікелей бағалануға немесе қалыпты мәндері бойынша келесі теңдеу [2] арқылы анықталуға тиісті [2]:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (5.13)$$

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (5.14)$$

мұндағы  $a_d$  – геометриялық өлшемнің есептік мәні,  
 $a_{nom}$  – оның қалыпты мәні,

$\Delta a$  – геометриялық өлшемнің «арттырылу» шамасы.

$\Delta a$  мәні, [2] ерекше белгіленген жадайлардан басқа жағдайларда әдетте нольге тең. (Мысалы, табиғи негіздердегі іргетастар мен сүйеме конструкциялар үшін).

#### **5.4.11 Конструктивтік өлшемдердің есептік мәндері**

5.4.11.1 [2.4.6.4(1)P] Конструктивтік материалдар беріктігінің есептік өлшемдері мен конструктивтік элементтердің есептік кедергілері [2] талаптарына сәйкес анықталуға тиісті.

#### **5.4.12 Аумалы шекті күйлер**

5.4.12.1 [2.4.7.1(1)P] Қажетті жағдайда тексеріс, келесі шекті күйлер бойынша жүргізіледі [2]:

- конструктивтік материалдардың және негіздік топырақтарының беріктігі (EQU) кедергісін қамтамасыз етуге жеткіліксіз, қатты дене түрінде қарастырылған, ғимарат пен негіздіктің тепе-теңдікті жоғалтуы;
- ішкі қирауы, әлде ғимараттың немесе конструктивтік бөліктердің, оны ішінде (STR) кедергісін қамтамасыз етуге конструктивтік материалдар беріктігі маңызды, мысалы іргетастардың, қадалардың, жертөле қабырғаларының т.с.с. шамадан тыс деформациялануы;
- қирауы немесе (GEO) кедергісін қамтамасыз етуге топырақтың немесе тау жынысының беріктігі маңызды негіздіктің шамадан тыс деформациялануы;
- су қысымының өсуінен (қалқытылу) немесе (UPL) басқа тік әсерлерден ғимараттың немесе негіздіктің тепе-теңдікті жоғалтуы;
- негіздіктегі гидравликалық көтерілу, гидравликалық градиенттен (HYD) пайда болған ішкі эрозия және топырақ ішіндегі түрлі қаяулар.

ЕСКЕРТУ (GEO) шекті күйі, іргетастармен немесе сүйеу ғимараттарымен, байланысты конструктивтік бөліктердің өлшемдерін, ал кейде беріктігін қабылдағанда, жиі ауыспалы күйге ауысатыны байқалады.

5.4.12.2 [2.4.7.1(2)P] Ұзақ немесе уақытша ахуалдар үшін А Қосымшасында көрсетілген жеке еселіктерді пайдаланған жөн [2].

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктердің мәндері ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011 ұлттық қосымшасынан қабылдануы мүмкін. Мәндері А Қосымшасының кестелерінде берілген.

5.4.12.3 Апаттық жағдайлардағы әсерлер немесе әсерлердің салдары үшін барлық жеке еселіктердің мәндері әдетте 1, 0 тең қылынып алынуға тиісті. Бұл жағдайда кедергілер үшін жеке еселіктердің барлық мәндерін апаттық ахуалдың нақты жағдайларына сәйкес қабылдау керек.

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктердің мәндері ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011 ұлттық қосымшасынан алынуы мүмкін.



5.4.12.4 [2.4.7.1(4)P] А Қосымшасында келтірілген мәндерден қатқылдау мәндері (severe) нартәуекел немесе ерекше және төтенше күрделі топырақтық және жүктелу жағдайларында қолданылуға тиісті [2].

5.4.12.5 А Қосымшасында келтірілген мәндерден босаңдау мәндер, түсінікті жағдайларда, уақытша ғимараттар мен уақытша жобалық ахуалдарда қолданыс таба алады.

5.4.12.6 Кедергі  $R_d$  немесе әсерлер нәтижесінің  $E_d$  жобалық мәндерін есептегенде жобалық есептік үлгі нәтижелері дәл немесе оң болу үшін сәйкес үлгілер еселіктерінің  $\gamma_{Rd}$  немесе  $\gamma_{sd}$  еңгізілуі мүмкін.

5.4.12.7 Сәйкестікті шекті күйлердің барлығына қамтамасыз ету керек, бірақ жобалауда, күйлердің біреуі басым болады. Айталық, (EQU) жеке алғанда, мысалы, жартасты құламаның қирауы, гравитациялық сүйеме қабырғаларының, сол сияқты тік жүктемелерден жоғары орналасқан көлденең жүктеме қабылдайтын негіздердің аударылуынан басқа жағдайларда, сирек аумалы күйде болады. Әдетте (GEO) немесе (STR) шекті күйлері ең аумалы күйлер болып шығады.

5.4.12.8 Қолдану ережелерінде, нақты ахуалдарды ескеру үшін, жеке еселіктер өзгеріліп отыратын жағдайлар келтірілген.

### 5.4.13 Статикалық тепе - теңдікті тексеру

5.4.13.1 [2.4.7.2(1)P] Шекті күйді ғимараттың статикалық тепе-теңдігі немесе жалпы ауытқулары (EQU) бойынша қарастырғанда, келесі жайттар тексерілуіне тиісті [2]:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (5.15)$$

егер

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst}, \quad (5.16)$$

және

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb}, \quad (5.17)$$

мұндағы  $E_d$  – әсерлер нәтижесінің есептік шамасы,  $dst$  және  $stb$  белгілері – тұрақсыздандыратын және тұрақтандыратындығын көрсетеді;

$T_d$  – конструкцияның топырақпен түйіскен жеріндегі жалпы есептік кедергісі;

$E_d$  – есептік әсерлердің функциясы ( $F_d$ ),

$X_d$  – материалдың есептік қасиеттері;

$a_d$  – жоғарыда (5.4.6.3) анықталған есептік геометриялық өлшемдер.

Осы және келесі тармақтарында бұрап аударатын және аударатын күштер, бүтетін және ығыстыратын күштер, тіректің кері әсері сияқты әсерлердің нәтижелік әсерін белгілейтін «әсерлер нәтижелері» деген атау еңгізіледі.

5.4.13.2 [2.4.7.2(2)P] (5.10-5.12) Формулаларда тұрақты және уақытша ахуалдар үшін А.2(1)Р және А.2(2)Р анықталған жеке еселіктер қолданылуға тиісті [2].

МЫСАЛ Гравитациялық сүйеме қабырға жобалағанда, қабырғаның төменгі, алдыңғы қырына қарасты, бұрап аударатын күштің тұрақсыздандыратын әсерлер жағдайында есептелген мәні ( $E_{dst;d}$ ) 1500 кН.м тең, ал конструкцияның осы бөлігінің топырақпен түйіскен жеріндегі кедергісі ( $T_d$ ) = 100 кНм. (EQU) шекті күйі бойынша ( $E_{stb;d}$ ) 1400 кН.м кем болмауға тиісті ( $1500 \text{ кНм} \geq 1400 / 100 \text{ кНм}$ ).

ЕСКЕРТУ 1. (EQU) статикалық тепе-теңдігі, көбінесе, конструкциялар жобасына қарасты болады. Геотехникалық жобаларда (EQU) сирек тексеріледі, жартасты негіздердегі іргетастар сияқты жайғайларда, және ол, жалпы тепе-теңдік немесе қалқымалылық тексерулерінен, негізімен ерекшеленеді.  $T_d$  ығысу кедергісінің мәні белгілі болған кездерде, бұл есептеулер, екінші дәрежедегі мәселе болып қалады.

ЕСКЕРТУ 2. Жеке еселіктердің мәндері ұлттық қосымшадан қабылдануы мүмкін. Олардың мәндері А1 және А2 Кестелерінде келтірілген.

#### 5.4.14 Ұзақжәне уақытша ахуалдардағы конструкциялар мен негіздердің шекті күйлеріндегі кедергілерін тексеру

5.4.14.1 [2.4.7.3.1(1)P] Конструктивтік элементтің немесе көлденең қиманың немесе негіздіктің (STR және GEO) шекті күйін қирау немесе шамадан тыс деформациялар бойынша қарастырғанда, келесі жайттар тексерілуге тиісті [2]:

$$E_d \leq R_d, \quad (5.18)$$

мұндағы  $R_d$  – кедергінің есептік мәні;  
 $E_d$  – әсерлер нәтижесінің есептік мәні.

МЫСАЛ 1 Гравитациялық сүйеме қабырға жобасында есептелінген қабырғаның тік бөлігіндегі бүгетін аударушы күш ( $E_d$ ) 2000 кН.м тең. (STR) шекті күйі бойынша, қабырғаның тік бөлігінің бүгіліс кедергісі ( $R_d$ ) 2000 кН.м кем түспейтініне жобалаушының көзі жету керек.

МЫСАЛ 2 Осы жобалауда есептелінген, қабырғаның негізіне әсер ететін көлденең ығыстыратын күш  $E_d = 500$  кН. (GEO) шекті күйіне сай, қабырғаның табаны бойынша әсер ететін топырақтың ығысу кедергісі ( $R_d$ ) 500 кН кем емес екеніне жобалаушының көзі жету керек.

#### 5.4.15 Әсерлердің есептік нәтижелері

Жеке еселіктерді әсерлерге  $F_{rep}$  немесе осы әсерлер нәтижелеріне  $E_d$  қолдануға болады:

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.19)$$

немесе

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.20)$$

(5.19) теңдеуіндегі  $\gamma_F$  жеке еселігі дағдылы әсерлерге, олардың нәтижелері есептелмей тұрып қолданылады. (5.20) теңдеуіндегі әсерлер нәтижесі дағдылы әсерлерін

пайдалана есептелініп,  $\gamma_E$  көбейтіледі.  $\gamma_F$  және  $\gamma_E$  мәндері [2] Ұлттық қосымшасында келтірілген.

5.4.15.1 Кейбір жобалық ахуалдарда, топырақтан немесе топырақ арқылы (топырақ немесе су қысымы) берілетін әсерлердің дағдылы шамаларына жеке еселіктерді қолдану қиынсыз немесе тіпті табиғатта мүмкін емес, жобалық мәндеріне апаруы мүмкін. Бұл ахуалдарда еселіктер, әсерлердің дағдылы шамалары бойынша алынған әсерлер нәтижелеріне тікелей қолданылуы мүмкін.

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктер мәндері ұлттық қосымшадан қабылдануы мүмкін. Олардың мәндері А.3 және А.4 Кестелерінде келтірілген

#### 5.4.16 Есептік кедергілер

5.4.16.1 Жеке еселіктерді, топырақтың өлшемдеріне  $X$ , немесе кедергілерге  $R$ , келесі түрде қолдануға болады:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.21)$$

немесе

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k; a_d \} / \gamma_R, \quad (5.22)$$

немесе

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R, \quad (5.23)$$

(5.21) және (5.22) теңдеулеріндегі  $\gamma_R$  – кедергінің жеке еселігі, басқа белгілер, бұрын келтірілген анықтауларға сәйкес келеді. Әсерлер нәтижелері бойынша, (5.22) теңдеуді пайдаланып есептеу кезінде  $\gamma_F = 1,0$  тең етіп қабылданады.

МЫСАЛ Ені 1,0 м таспалы іргетас, суы сығылмаған күйдегі беріктік сипаттамалары – ілініс күші  $c_u = 100$  кПа, еңістігі шамалы, біртекті балшық қабатында орналасқан. Іргетас бүйірлеріндегі қатарлас жүктен берілетін қысым  $q = 10$  кПа. Есептік кедергінің шамасы:  $R_d = 5,14 c_u + q = 5,14 \times 100 + 10 = 524$  кПа. Таспалы іргетас үшін табанының пішіні мен жүктеменің қиғаштану еселіктері 1,0 тең.

ЕСКЕРТУ 1 Әсерлер нәтижелері еселіктермен түзетілетін жобалау кезіндегі әсерлерге қатысты жеке еселік  $\gamma_F = 1,0$

ЕСКЕРТУ 2 Жеке еселіктер мәндері ұлттық қосымшадан қабылдануы мүмкін. Олардың мәндері А.1 – А.9 Кестелерінде келтірілген.

#### 5.4.17 Жобалау қағидаттары

5.4.17.1 [2.4.7.3.4.1(1)P] (5.19,5.20) және (5.21,5.22,5.23) формулалардың қолданылуы бір және үш жобалау қағидаттарын пайдаланылуымен анықталады. Еуропаның әртүрлі елдеріндегі жобалаудың айырмашылықтарын жою үшін, [2] стандарты мен жобалау қағидаттары еңгізілген [2].

ЕСКЕРТУ 1 Ұлттық қосымшадан (5.19,5.20) және (5.21,5.22,5.23) Формулаларды қалай қолдануға және қандай қағидатты пайдалануға болатынын анықтауға болады.

ЕСКЕРТУ 2 Жобалау қағидаттар жайындағы толық түсіндірмелер В Қосымшасында берілген.

ЕСКЕРТУ 3 (5.19,5.20) және (5.21,5.22,5.23) Формулаларда пайдаланылатын А Қосымшасындағы жеке еселіктер келесі белгілермен топтастырылған:

- А (әсерлер және әсерлер нәтижелері үшін),
- М (топырақ өлшемдері үшін),
- R (кедергілер үшін).

Олар, жобалау қағидатына сәйкес таңдалады.

#### **5.4.18 1-ші жобалық қағидат**

5.4.18.1 [2.4.7.3.4.2(1)P] Қадалар мен қарнақтарды, бойымен таратылатын жүктемеге жобалаудан басқа жағдайларда, қирау немесе шамадан тыс деформация кездеріндегі шекті күйлерін жеке еселіктердің келесі біріккен түрінде тексеру қажет [2]:

бірігу түрі 1:  $A1 \llcorner M1 \llcorner R1$ ;

бірігу түрі 2:  $A2 \llcorner M2 \llcorner R1$ ,

мұнда  $\llcorner$  «... мен бірігуін» білдіреді.

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктер әсерлер мен топырақ беріктігінің өлшемдеріне 1 және 2 бірігу түрлерінде қолданылады.

МЫСАЛ Ені 1,5м таспалы іргетас, келесі қасиеттері бар  $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$ ,  $c_u = 60 \text{ кПа}$ , біртекті балшық қабатында орналасып, топыраққа дағдылы тік қысым (әсер) түсіреді  $V_d = 170 \text{ кПа}$ , қатарлас жүктен берілетін қысым  $q = 25 \text{ кПа}$ .

Жобалау қағидаты 1. Бірігу түрі 1.  $A1 + M1 + R1$  топтарының барлық жеке еселіктердің, тек қана  $A1$  тобының еселіктері 1,0 тең емес мәндерге ие. Жеке еселік  $\gamma_G = 1,35$

$$R_d / A' = 5.14 \times 60 + 25 = 333.4 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1.35 = 229.5 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d, \text{ яғни бірігу 1, шарты орындалады.}$$

Жобалау қағидаты 1. Бірігу түрі 2.

$A2 + M2 + R1$  топтарының барлық жеке еселіктердің, тек  $M2$  тобының еселіктер мәндері 1,0 тең емес.

Жеке еселік  $\gamma_{cu} = 1,4$ .

$$R_d / A' = (\pi + 2) c_u / \gamma_{cu} + q = 5.14 \times 60 / 1.4 + 25 = 245.28 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d, \text{ яғни бірігу 2, шарты орындалады.}$$

5.4.18.2 [2.4.7.3.4.2(2)P ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011] Қадаларды, бойымен таратылатын жүктемеге жобалау кезінде, қирау немесе шамадан тыс деформация тудырған шекті күйлер, жеке еселіктердің келесі бірігу түрлерінде тексерілуге тиісті:

бірігу түрі 1:  $A1 \llcorner M1 \llcorner R1$ ;

бірігу түрі 2:  $A2 \llcorner (M1 \text{ немесе } M2) \llcorner R4$ .

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктер, әсерлер мен топырақ беріктігінің өлшемдеріне, 1 бірігу түрінде қолданылады.

2 бірігу түрінде, жеке еселіктер, негіздіктің әсерлері мен кедергісіне және кейде негіз топырақтарының беріктік өлшемдеріне пайдаланылады.

5.4.18.3 Егер жобаның екі бірігу түрлерінің біреуіне байланысты екені айқын болса, онда басқа бірігу түрлеріне есептеу қажет болмайды. Дегенмен, бір жоба үшін бірігу түрлері әр түрлі ахуалдарда шекті күйлі болуы мүмкін.

Осы ереже тек жобалау қағидаты 1 жағдайында, жеке еселіктер топтарының екі бірігу түрі ескерілген кезде қолданылады. Егер біреуі сөзсіз шешуші болса, онда екіншісін қарастырмауға болады.

#### 5.4.19 2-ші жобалық қағидат

5.4.19.1 [2.4.7.3.4.3(1)P] Жеке еселіктер жиынтығының келесі бірігу түрінде шамадан тыс деформациялардан қирау немесе шекті күй тумамайтынын тексеру керек [2]:

бірігу түрі:  $A1 \llcorner M1 \llcorner R2$ .

ЕСКЕРТУ 1 Мұндай қарастырылуда жеке еселіктер әсерлерге немесе әсерлер нәтижелеріне және негіз топырақтарының кедергілеріне қолданылады.

ЕСКЕРТУ 2 Егер құламаларды және жалпы орнықтылықты есептегенде осы қағидат қолданылатын болса, онда қирау бетіндегі әсерлер нәтижелері  $\gamma_E$  ға көбейтіледі, ал қирау бетіндегі ығысу кедергісі  $\gamma_{Rie}$  ға бөлінеді.

#### 5.4.20 3-ші жобалық қағидат

5.4.20.1 [2.4.7.3.4.4(1)P] Жеке еселіктер жиынтығының келесі бірігу түрінде шамадан тыс деформациялардан қирау немесе шекті күй тумамайтынын тексеру керек [2]:

бірігу түрі:  $(A1^* \text{ или } A2^\dagger) \llcorner M2 \llcorner R3$ ,

\* – ғимараттардан берілетін әсерлер үшін;

† – геотехникалық әсерлер үшін.

ЕСКЕРТУ 1. Мұндай қарастырылуда жеке еселіктер ғимараттан берілетін әсерлерге немесе әсерлер нәтижелеріне және негіз топырақтарының беріктік өлшемдеріне қолданылады.

ЕСКЕРТУ 2. Құламалар мен жалпы орнықтылықты есептегенде топыраққа түскен әсерлердің (ғимараттардың әсері, көліктік жүктемелер)  $A2$  тобының жүктемелер еселіктері қолданылатын геотехникалық әсерлер түрінде қарастырылғаны жөн.

#### 5.4.21 Тексеру тәртібі және топырақ көтерілуінің жеке еселіктері

5.4.21.1 [2.4.7.4(1)P] Топырақ көтерілуін тексеру деген, тұрақты және ауыспалы тік әсерлердің  $V_{dst,d}$  жобалық бірігу түрінің, тұрақтандыратын тұрақты тік әсерлердің жобалық мәндері  $G_{stb,d}$  мен көтерілуге деген қосымша кедергінің жобалық мәнінің  $R_d$  қосындысынан кем, немесе тең болуы [2].

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d, \quad (5.24)$$

мұнда  $V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ .

$V_{dst,d}$  – есептік тұрақсыздандыратын тік әсер;

$G_{stb,d}$  – есептік тұрақтандыратын тұрақты тік әсер;

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

$R_d$  – көтерілуге деген қосымша кедергінің есептік мәні;

$V_{dst;d}$ , тұрақты ( $G$ ) және ауыспалы ( $Q$ ) құрамдастардан құралады. Ауыспалы, тұрақтандыратын әсерлер еленбейді.

МЫСАЛ Негізге, дағдылы ауыспалы сипаттамалық көтеру күші  $Q_{dst;d} = 100$  кН әсер етеді және дағдылы тұрақты көтеру күші  $G_{dst;d} = 500$  кН. Біріккен дағдылы тұрақтандыратын күш ( $G_{stb;rep}$ ) = 800 кН,  $R_d = 0$  кН деп қабылдасақ:

$$Q_{dst;d} = Q_{dst;rep} \times \gamma_{Q;dst} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ кН}$$

$$G_{dst;d} = G_{dst;rep} \times \gamma_{G;dst} = 500 \times 1.0 = 500 \text{ кН}$$

Қорыта келгенде:

$$V_{dst;d} = 500 + 150 = 650 \text{ кН}$$

$$G_{dst;d} = G_{dst;rep} \times \gamma_{G;dst} = 800 \times 0.9 = 720 \text{ кН}$$

және шарт орындалады.

5.4.21.2 Көтерілуге деген қосымша кедергіні тұрақтандыратын тұрақты тік әсер  $G_{stb;d}$  түрінде де қарастыруға болады.

5.4.21.3 [2.4.7.4(3)Р ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011]  $G_{st}$ ,  $Q_{dst}$ ,  $G_{stb}$  және  $R_d$  жеке еселіктері (5.24) формуласында ұзақ және қысқа мерзімді ахуалдар үшін пайдаланылуы керек.

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктер мәндерін ұлттық қосымшадан табуға болады. Олар А.1 - А.9 Кестелерінде келтірілген.

### 5.4.22 Топырақтағы су сүзілуден көтерілу кезіндегі қирау кедергісін тексеру

5.4.22.1 [2.4.7.5(1)Р] Топырақтағы су сүзілуінен, қирау шекті күйін қарастырғанда (НУД, 10.3 кара), әрбір сипаттамалық топырақ бағанасы бойынша бағана астындағы тұрақсыздандыратын толық кеуектілік су қысымының жобалық шамасы  $u_{dst;d}$  немесе топырақ бағанасындағы сүзілу күшінің жобалық шамасы  $S_{dst;d}$  топырақ бағанасының астындағы тұрақтандыратын толық тік кернеуден  $\sigma_{stb;d}$  немесе осы бағананың қалқыған күйіндегі салмағынан кем немесе тең екенін тексеру қажет [2]:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}, \quad (5.25)$$

$$S_{dst;d} \leq G''_{stb;d}, \quad (5.26)$$

мұндағы  $u_{dst;d}$  – топырақтық бағанның төменгі жағындағы судың біріккен тұрақсыздандыратын кеуектілік қысымның есептік мәні;

$\sigma_{stb;d}$  – сәйкес біріккен тұрақтандыратын тік кернеу;

$S_{dst;d}$  – топырақтық бағандағы сүзілу күшінің есептік мәні;

$G''_{stb;d}$  – осы бағанның батырылған күйіндегі салмағы.

МЫСАЛ Кеуектілік қысым мен біріккен тік кернеудің сипаттамалық мәндері - 60 КПа және 80 КПа, сәйкесінше. Есептік, біріккен тұрақтанған тік кернеу:

$$\sigma_{stb;d} = \sigma_{stb;k} \times \gamma_{G;stb} = 80 \times 0.9 = 72 \text{ кПа}.$$

Есептік біріккен тұрақсыздандыратын кеуектілік қысым:

$$u_{dst;d} = \sigma_{dst;k} \times \gamma_{G;dst} = 60 \times 1.35 = 81 \text{ кПа}.$$

Осы жағдайда  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$  – тан аз емес, сондықтан, шарт орындалмайды.

5.4.22.2 [2.4.7.5(2)P ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011] (5.20) және (5.21) формулаларындағы ұзақ және қысқа мерзімді жүктемелер үшін  $u_{dst,d}$ ,  $\sigma_{stb,d}$ ,  $S_{dst,d}$  және  $G'_{stb,d}$  жеке еселіктерін қолданған жөн.

ЕСКЕРТУ Жеке еселіктердің мәндері ұлттық қосымшадан қабылдануы мүмкін. Олардың мәндері А.8 кестесінде келтірілген.

5.4.22.3 Ауыр салдар тууы мүмкін, жер асты суларының және сүзілу күштерінің қысымы ескерілген шекті күйлерде (әдетте бұл апаттық шекті күйлер) жобалық мәндер, ғимараттың қызмет мерзімі бойынша, ең қолайсыз деген түрінде қабылдануы керек. Ауырлығы төменірек салдар жағдайындағы шекті күйлерде (әдетте бұл қалыпты қызмет ету мүмкіншілігі бар шекті күйлер) жобалық мәндер, қалыпты жағдайларда, ең қолайсыз деген түрінде қабылданғаны жөн.

5.4.22.4 Судың қысымына әсер ететін, келесі жайттар ескерілуге тиісті:

- жер асты суларының деңгейі немесе еркін судың беткі деңгейі;
- келешектегі техникалық қызмет көрсетуі ескерілген, табиғи да, жасанды да, құрғату шараларының қолайлы немесе қолайсыз әсерлері;
- жаңбыр, тасқын, су құбырларының жарылуы салдарынан және де басқа себептерден пайда болатын сулардың ағып келуі;
- өсімдіктердің өсуінен немесе олардың жойылуынан су қысымының өзгеруі.

5.4.22.5 Егер құрғату жүйе тиімділігінің тиісті дәлелі жоқ болса, онда топырақ суларының деңгейі ең жоғары, тіпті жер бетінің деңгейі бойынша алынуға тиісті.

### 5.4.23 Пайдалану кезіндегі шекті күйлер

5.4.23.1 [2.4.8(1)P] Негіздіктің немесе конструкциялардың, бөліктердің немесе жапсарлардың, пайдалану кезіндегі шекті күйлері бойынша тексеріс, келесі теңсіздік орындалуын талап етеді [2]:

$$E_d \leq C_d, \quad (5.27)$$

мұндағы  $E_d$  – әсерлер нәтижесінің есептік мәні;

$C_d$  – әсерлер нәтижесінің шекті есептік мәні.

МЫСАЛ Суы сығылмаған күйдегі, сипаттамалық беріктігі  $c_u = 120$  кПа және көлемдік сығылу еселігі  $m_v = 0,0001$  м<sup>2</sup>/кН біртекті балшық қабатында орналасқан, ені 1,2 м таспалы іргетасқа, дағдылы тік әсер  $V = 240$  кН түседі. Нығая сығылатын, тиімді қабаттың 3м қалыңдығы және кернеулердің 75 кПа-ға тең орташа өсуі ескерілген жағдайда, нығая сығылып (консолидациялық) шөгуі:

$$S_1 = 75 \times 0,0001 \times 3 = 22,5 \text{ мм}$$

Егер, алғашқы шөгуі  $s_0 = 5$  мм, жылжымалылық шөгуі  $S_2 = 0$  болса, онда жалпы шөгу:  $s = s_0 + s_1 + s_2 = 27,5$  мм

Қорыта келгенде,  $E_d = 27,5$  мм. Бұл мән, пайдалану кезіндегі шекті күйге сәйкес болу үшін, шөгудің есептік шегінен  $C_d$  аспау керек. Әсерлер, материалдар және кедергілерге байланысты қауіпсіздіктің барлық жеке еселіктері, шөгуді есептегенде 1,0 тең түрінде қабылданады.

5.4.23.2 Қолдану кезіндегі шекті күйлер үшін, жеке еселіктердің мәндері, әдетте, 1,0 тең етіліп қабылданады.

ЕСКЕРТУ Жеке меншік еселіктердің мәндері ұлттық қосымшада берілуі мүмкін.

5.4.23.3 Сипаттамалық мәндер, ғимараттың қызмет ету мерзімі кезінде, жер асты суларының төмендеуі немесе кеберсу тудырған негіздік топырақтар қасиеттерінің өзгерулеріне сәйкес, өзгеруге тиісті.

5.4.23.4 Топырақтардағы кернеулер шамалы өзгергенде, қалыпты қолдану кезіндегі деформациялар шекті мәндерінен аспайды деген, қарапайымдалған осы амал, келесі жағдайлармен шектелетініне көз жеткізуге болады:

- деформация шамасы, пайдалануға жарамдылық шекті күйінің тексеруін талап етпейді;

- ұқсас топырақ, конструкция және қолданған әдіс бойынша анықталған салыстырмалы тәжірибенің барлығы.

5.4.23.5 [2.4.8(5)P] Деформациялар, ғимаратта пайдалану кезіндегі шекті күй (жарамайтын шөгулер немесе жантаю) тудыратын шамамен шектеледі. Бұл шекті күй шамалары ғимарат жобалау барысында анықталынады [2].

#### **5.4.24 Іргетастардың ауытқуларын шектеу**

5.4.24.1 [2.4.9(1)P] Іргетастарды жобалағанда, олардың ауытқуларына шектеу қою керек [2].

ЕСКЕРТУ Іргетастар ауытқуларының шекті мәндері ұлттық қосымшада (Е Қосымшасында) берілген.

5.4.24.2 [2.4.9(2)P] Іргетастардан, жоғары орналасқан конструкцияларда, деформациялар тудыратын іргетастардың кез-келген әркімді ауытқулары, сол конструкцияларды шекті күйге жеткізбеу мақсатымен, шектелуге тиісті [2].

5.4.24.3 [2.4.9(3)P] Ауытқулар мен деформациялардың жобалық шектеулерін таңдағанда, келесі жайттар ескерілуге тиісті [2]:

- ауытқудың қолайлы мәнін қабылдауға болады деген сенімділіктің бар болуы;
- негіздік ауытқуларының пайда болуы және шамасы;
- ғимарат түрі;
- конструкциялар материалдарының түрі;
- іргетас түрі;
- негіздік түрі;
- деформациялар сипаты;
- ғимараттың болжамды пайдаланылуы;
- техникалық қызметкерлердің ғимаратқа кедергісіз енуін қамтамасыз ету.

5.4.24.4 [2.4.9(4)P] Әркімді деформацияларды есептегенде [2]:

- негіздік ауытқуларының пайда болуы және шамасы;
- негіздік топырақтары қасиеттерінің кездейсоқ және жүйелі түрде өзгеруі;
- жүктемелердің таралуы;
- құрылыс әдісі (жүктеу ретін қосқанда);
- құрылыс барысында және ол аяқталған кездердегі ғимарат қатқылдығы, ескерілуге тиісті.



ЕСКЕРТУ Іргетастан жоғары орналасқан конструкциялар деформацияларының берілген шекті мәндері жоқ болған жағдайда, Е қосымшасында келтірілген, конструкциялар деформациялары мен негіздің ауытқу мәндерін пайдалануға болады.

5.4.13 қолдану ережелерінде, мөлшерленген ауытқулар мен деформациялардың есептік мәндерін қабылдаған және де шөгулерді жеке - жеке есептегенде ескерілетін жайттар келтірілген. Тәжірибеде іргетас ауытқуларының мөлшерленген шамалырын белгілеу қиын.

#### **5.4.25 Ұйғарымдар бойынша жобалау**

5.4.25.1 Есептік үлгілер болмаған, немесе керегі жоқ жағдайларда, жобалаудың, дәстүрлі ережелер мен материалдарды, жұмыстар орындалуын, қорғау және техникалық қызмет көрсету бақылауын біріктіретін ұйғарымдарды пайдалану арқылы, шекті күйлерден асып кетуді болдырмауға болады.

5.4.25.2 Бұл жобалау түрі, есептеуді артық іс ететін, салыстырмалы тәжірибе бар жағдайда қабылданады. Осы жайт, сонымен бірге, әдетте, анық ескерілуі мүмкін емес, аязға деген төзімділік, химиялық және биологиялық жегілікке де қарасты болады.

ЕСКЕРТУ Осындай дәстүрлі және өзгере қоймайтын ережелерге жасалатын сілтемелер ұлттық қосымшада келтірілуі мүмкін.

#### **5.4.26 Жүктемемен сынақтау және тәжірибелік үлгілердің сынақтары**

5.4.26.1 [2.6(1)P] Егер, жобалау барысында, жүктемемен немесе ірі әлде ұсақ масштабты үлгілерді сынақтау нәтижелері немесе басқа да жолдар пайдаланылатын болса, онда келесі жайттарды қарастырып, ескеру керек [2]:

- сынақтар мен құрылыс алаңындағы топырақтық жағдайлардың айырмашылығы;
- уақыттық, әсіресе, сынақтар ұзақтылығы, ғимарат құрамындағы конструкцияның жүктелу ұзақтылығынан әлдеқайда кем болғандығынан туындайтын әсерлер;
- масштабтық әсерлер, әсіресе, кішігірім үлгілер қолданылған жағдайларда; мұнда топырақ түйіршіктеріне сай келетін кернеулер деңгейі ескерілуге тиісті.

5.4.26.2 Сынақтарды, ғимарат құрамындағы конструкцияларда, ірі масштабты және кішігірім үлгілерде жүргізуге болады.

#### **5.4.27 Бақылау әдісі**

5.4.27.1 Егер ғимарат жағдайының геотехникалық болжамы қиынға түсетін болса, онда құрылыс барысында, кейде жобаны қайта қарастыруға да баратын, «бақылау әдісі» деп қолданылатын амалды қабылдаған жөн.

5.4.27.2 [2.7(2)P] Құрылыс басталмай тұрып, келесі талаптардың орындалғаны қажет [2]:

- сипаттамалардың қолайлы шектерінің қабылдануы;
- бұл сипаттамалардың өзгеру шектері бағаланып, нақтылы сипаттамалар осы шектерден аспайтынына қолайлы ықтималдық бар екенін көрсету керек;

## **ҚР НТҚ 07-01.4-2012**

– бақылаудың жоспары құрылуға тиісті. Бақылау, нақтылы сипаттамалардың қолайлы шектердің ішінде екенін анықтайды. Бақылау анық, ертерек, жеткілікті жиілікпен жүргізілсе, онда әсерлер ойдағыдай қабылданылады;

– бақылаудағы жүйенің шұғыл өзгеріп кетуіне қарасты, өлшейтін аспаптардың әсерді қабылдау және нәтижелерді саралау уақыттары шапшаңдық жағынан жеткілікті болуға тиісті;

– бақылау, сипаттамалардың қолайлы мәндеріне енбейтінін анықтаған жағдайда, кездейсоқ әсерлердің жоспары құрылуы керек.

5.4.27.3 [2.7(3)P] Құрылыс барысындағы бақылау, жоспарға сәйкес, жүргізілуге тиісті [2].

5.4.27.4 [2.7(4)P] Бақылау нәтижелері, әр кезең үшін жеке бағаланады, ал апаттық шаралар, шектен тыс кеткен жағдайларда өткізілуге тиісті [2].

5.4.27.5 [2.7(5)P] Егер бақылауға арналған жабдық тиісті және жеткілікті көлемдегі мәліметтерді бере алмайтын болса, онда оны айырбастау не толықтыру керек [2].

### **5.4.28 Геотехникалық есеп беру**

5.4.28.1 [2.8(1)P] Геотехникалық жоба бойынша есеп беру құжатына жорамалдар, мәліметтер, есептеу әдістері және сенімділік пен қолданылуларды тексеру нәтижелері енуге тиісті [2].

5.4.28.2 Геотехникалық жоба бойынша есеп беру құжаттарының неғұрлым толық болуы жоба түріне байланысты. Қарапайым жобалар үшін бір бетте жеткілікті болуы мүмкін.

5.4.28.3 Геотехникалық жоба бойынша есеп беру құжаттың құрамына, тәртіп бойынша, геотехникалық зерттеулер жайындағы есеп беру және ақпараты көбірек, басқа да құжаттарға сілтемелермен бірге, келесі жайттар ену керек:

- алаң мен қоршаған аймақтың сипаттамасы;
- топырақтық жағдайлардың сипаттамасы;
- жобаланатын құрылысты, әсерлерді қоса, сипаттау;
- қажет болса, негіздемесі қосылған топырақтар мен жартасты жыныстар өлшемдерінің жобалық мәндері;
- қолданылатын кодтар мен стандарттарға сілтемелер;
- алаңның жобаланатын құрылысқа жарамдылығы жайындағы бекіту және қолайлы тәуекел деңгейі;
- жобалық геотехникалық есептеулер мен сызбалар;
- іргетастар жобасы бойынша ұсыныстар;
- құрылыс кезеңінде тексеріс, техникалық күтім немесе бақылау талап ететін баптар тізімі.

5.4.28.4 [2.8(4)P] Қажет жағдайларда, геотехникалық жоба бойынша есеп беру құжатына қадағалау және бақылау жоспары ену керек [2]. Құрылыс кезінде тексеріс немесе құрылыс аяқталған соң техникалық күтім талап ететін баптар нақты белгіленуге тиісті. Құрылыс кезінде орындалған қажетті баптарды есеп беру құжатының қосымшасына тіркеу керек.

5.4.28.5 Қадағалау және бақылауға қарасты, геотехникалық жоба бойынша есеп беру құжатында келесі жайттар анықталуға тиісті:

- бақылаулар мен өлшеулердің әрбір тобының мақсаты;
- бақылауға алынатын ғимарат бөліктері және бақылау өткізілетін нүктелер;
- аспаптар көрсеткіштерін қадағалау тәртібі;
- бақылау нәтижелерін өңдеу тәсілдері;
- күткен нәтижелердің ауқымы;
- құрылыс аяқталғаннан кейінгі бақылау ұзақтылығы;
- өлшеулер мен бақылауды жүргізуге, алынған нәтижелерді саралауға және өлшеу аспаптарының техникалық күйіне жауапты жақтар.

5.4.28.6 [2.8(6)P] Иесіне/тапсырысшыға геотехникалық зерттеулерден алынған, қадағалауға, бақылауға және салынған ғимараттың техникалық күйіне қойылатын талаптар жайындағы көшірме ұсынылуға тиісті [2].

## **6 НЕГІЗДЕРДІ АУМАЛЫ ШЕКТІ КҮЙЛЕР (КӨТЕРУ ҚАБІЛЕТІ) БОЙЫНША ЖОБАЛАУ**

### **6.1 Негіздерді аумалы шекті күйлері (көтеру қабілеті) бойынша есептеу**

6.1.1 Құрылыс алаңы таңдалғанда, инженерлік – геологиялық жағдайлар ескеріліп, келесі жайттарды болғызбау керек:

- жердің түсіп кетуін немесе мөлшерден тыс отыруын (қазбалар жүргізілетін аймақтар);
- топырақты негіздің сыну қауіпін;
- еңістің тұрақсыздығын;
- көпке созылатын шөгулерді (ісінбелі, шөккіш, тұздалған топырақтар, тұнбалар).

6.1.2 Негіздерді, аумалы шекті күйлері (көтеру қабілеті) бойынша есептеуде келесі жайттар тексеріледі: орнықтылықты жоғалту, морт, созыла немесе басқаша қирау; резонанстық тербелістер әсері; шамадан тыс иленгіш деформациялар немесе тұрақталмас жылжымалылық деформацияларының дамуы.

6.1.3 [6.5.2.1(1)P] Негіздерді апаттық шекті күйлер (көтеру қабілеті) бойынша есептеу, келесі шарт негізінде жүргізіледі [2]:

$$V \leq R, \quad (6.1)$$

мұндағы  $V$  – негізге түсетін есептік әсер;

$R$  – негіздің шекті кедергісінің күші;

$$V_d \leq R_d, \quad (6.2)$$

мұндағы  $V_d$  – іргетас табанына тік түсетін, жүктеменің (немесе біріккен әсер құрамдасының) есептік мәні;

$R_d$  – осы жүктемеге деген кедергінің есептік мәні.

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

(6.2)-ші теңдеу  $E_d$   $V_d$  алмастырылған (5.20)-ші теңдеудің бір түрі болып табылады.

$V_d$  іргетастың салмағын, төгінді материалының толық салмағын және топырақтың толық қысымын ескеруге тиісті. Іргетасқа түсетін жүктеме тудырмаған су қысымы әсер түрінде ескерілуге тиісті.

$R_d$  (5.21,5.22,5.23) теңдеулерінен анықталады.

6.1.4 Шекті күйді, конструктивтік бөліктің немесе көлденең қиманың немесе негіздің қирауы немесе шамадан тыс деформациялануын (STR және GEO) бойынша қарастырғанда, келесі жайт тексерілуге тиісті.

$$E_d \leq R_d, \quad (6.3)$$

мұндағы  $R_d$  — әсерге деген кедергінің жобалық шамасы;

$E_d$  — әсер нәтижесінің жобалық шамасы.

6.1.5 Жартасты емес және жартасты негіздердің беріктігі мен орнықтылығын, сондай-ақ іргетастардың ығысып немесе аударылып кетпеуін қамтамасыз ету, негіздерді аумалы шекті күйлер (көтеру қабілеті) бойынша есептеу мақсаты болып табылады да, негізінен келесі жағдайларда жүргізіледі:

– негіздікке едәуір көлденең, соның ішінде сейсмикалық жүктемелер берілгенде (сүйеме қабырғалар, тіреуіш конструкциялар іргетастары т.с.с.);

– ғимарат, құламада немесе құламаға жақын орналасқанда;

– негізді, жартасты топырақтар құрағанда;

– негізді, суға қаныққан балшықты топырақтар құрағанда;

– іргетастар жұлынуға жұмыс істегенде (қарнақтар).

6.1.6 Негіздердің, аумалы шекті күйлер (көтеру қабілеті) бойынша есептелінуі, іргетас өлшемдерінің (табанының енін, ауданын және салу тереңдігін) біржолата қабылдануы болып табылады.

## 6.2 Жалпы орнықтылық

6.2.1 Жалпы орнықтылық, іргетастар бар жоғына қарамастан, келесі ахуалдарда міндетті түрде тексерілуге тиісті:

– табиғи бөктер мен жасанды құламаларда немесе солардың маңында;

– қазаншұңқырлар немесе сүйеме қабырғалар маңында;

– өзендер, арналар, көлдер, қоймалар немесе теңіз жағалауларының маңында;

– тау кен орындары немесе тереңделген ғимараттар маңында.

## 6.3 Көтеру қабілеті

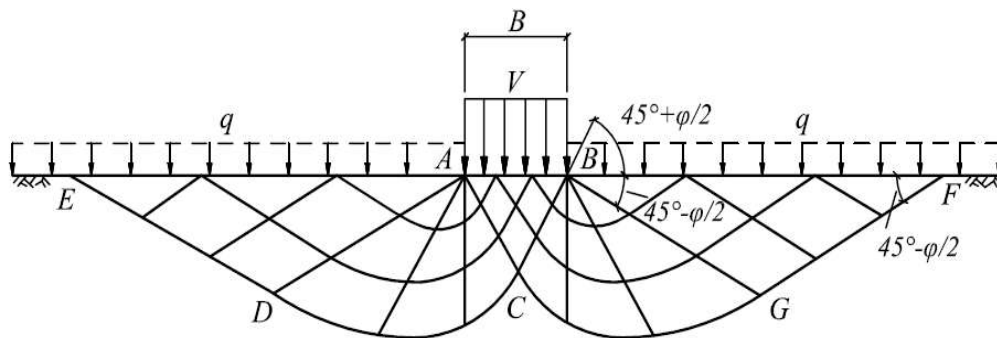
6.3.1 Көтеру қабілетті анықтағанда, көпшілікке танымал, әдістерді қолдану керек. Қолданылатын нормативтік әдебиет шекті күйлер әдісін пайдалануды ұсынады. «Геотехника 7– » Еурокоды бойынша әуелі есептеу көтеру қабілеті бойынша жүргізіледі, соңынан деформациялардың рауалылығы тексеріледі. Қазақстандағы, жобалағанда қолданылатын нормативтік әдебиетте, деформациялар бойынша есептеу, басты болып

қабылданған, ал, негіздіктің көтеру қабілеті тек белгілі жағдайларда ғана тексеріледі. Топыраққа берілетін шекті қысымды анықтау әдістерін салыстыра отырып, біздің нормативтік құжаттарда шекті тепе-теңдік қағидасы: іргетас табанындағы бүкіл топырақ иленгіштік ағын күйінде деген жорамалмен қолданылатынын атап өткен жөн. Шетел шешімдерінің көпшілігі іргетас табанында нығыздалған топырақ, қатқыл сына түрінде астындағы қалған топыраққа еніп, онда шекті күй тудырады деген жорамалға негізделген.

6.3.2  $R_d$  мәндерінің аналитикалық есептеулері оны қысқа және ұзақ мерзімді деп айырады, әсіресе түйіршіктері майда топырақтарда.

6.3.3 Иленгіштік қағидасы немесе тәжірибелік жолмен табылған тік бағыттағы көтеру қабілетінің жобалық мәнін анықтағанда, бейімделінген формулалар қолдануға болады. Және де келесі жайттар ескерілуге тиісті:

- әдетте  $c_u$ ,  $c'$  и  $\varphi'$  жобалық мәндеріндегі негіздік беріктігі;
- жобалық жүктемелердің орталықтан тыс және қиғаш түсуі;
- іргетастың түрі, салу тереңдігі және табанының көлбеуі;
- негіз бетінің көлбеулігі;
- топырақ суларының қысымы және гидравликалық градиенттер;
- негіздің әртектілігі, әсіресе қабатталу ерекшеліктері.



**6.1 Сурет – Негіздіктің көтеру қабілетін анықтайтын есептік үлгінің сұлбасы**

6.3.4 Негіздердің көтеру қабілетін анықтайтын есептік формулаларда топырақ, Кулон (ілініс күші мен үйкеліске ие негіздер үшін) немесе Сен-Венан (қас иленгіш негіздер үшін) денелерімен үлгіленеді де, топыраққа біркелкі жүктеме тарататын іргетас қарастырылады. Тек қана үйкеліске ие топырақтардағы негіз қирауының есептік сұлбасы, негіздік орнықтылығының бұзылуы, берілген сырғу бетімен қысылып шығарылған топырақ көлемінің жылжу нәтижесі деп болжайды. Қысылып шығарылған жер, үш бөліктен құралады: ABC іргетас табанының тура астында, нығыздалған топырақтан, төмен бататын, сына түрінде қалыптасады. Сына мен іргетас, табандағы үйкеліске байланысты, бірыңғай тұтасып жылжиды. Сына батқан сайын оған жапсарлас BCG қисықсызықты ығысу аймақтарын кереді. Әрі қарай, қысым BCG-дан BGF түзусызықты ығысу аймақтарына беріледі. Қысып шығарылған жердегі топырақ сығылмайтын деген дәрежеде қабылданады (6.1 - Сурет).

6.3.5 Іргетастан біркелкі үлестірілген жүктеме қабылдайтын негіздің көтеру қабілеті  $R$ , шешімге сәйкес, топырақтың ырықсыз, кері қысым кедергісінің үш құрамдасынан тұрады: кері қысым BCG және BGF аймақтарындағы топырақ салмағы тудыратын  $E_\gamma$

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

құрамдасы; жер беті мен іргетас табанының арасындағы топырақтың салмағы тудыратын  $E_q$  құрамдасы және де топырақ ілініс күшімен анықталатын  $E_c$  құрамдасы.

6.3.6 Негіздің меншікті көтеру қабілетін анықтайтын есептік Формула:

$$R_d = R / A = (\gamma B) / 2 \cdot N_\gamma + c N_c + \gamma' D_f N_q, \quad (6.4)$$

мұндағы  $\gamma$  – іргетас табанындағы топырақтың меншікті салмағы;

$\gamma'$  – іргетас табанынан жоғары орналасқан топырақтың меншікті салмағы;

$B$  – іргетас табанының ені;

$A = B \cdot 1 - 1$  м таспалы іргетас табанының ауданы;

$D$  – іргетастың салу тереңдігі;

$N_\gamma, N_c, N_q$  –  $\phi$ - ішкі үйкеліс бұрышына тәуелді өлшемсіз еселіктер.

6.3.7 (6.4) Формуласын пайдаланғанда, топырақтардың күйлеріне байланысты, негіздерді екі дәрежеге бөлу ұсынылады. Тығыз құмдар мен иленгіштігі жартылай қатты тозаң-балшықты топырақтарда қирау, деформацияның сәл өсуінен де пайда болады. Мұндай ығысу жалпы ығысу деп аталады. Борпылдақ құмдар мен иленгіштігі жұмсақ топырақтарда қирау, шағын көлемдерде байқалып, деформациялардың үдеп өсуімен сипатталады. Жергілікті ығысу жағдайында, негіздік көтеру қабілетіне екінші дәрежедегі топырақтардың жоғары деформациялануының әсерін ескеру үшін, топырақтардың беріктік сипаттамаларын (ілініс күші -  $c$  және ішкі үйкеліс бұрышы -  $\phi$ ) есептеуге 30 % кемітіп еңгізу ұсынылады. Бұл ұсыныс (6.1) Формуласында жергілікті ығысу жағдайында  $N_\gamma, N_c$  және  $N_q$  өлшемсіз еселіктердің кемітілген мәндерін қабылдау арқылы іске асырылады.

6.3.8 Негіз беріктігіне жер асты суларының тигізетін әсері (6.4) Формулада меншікті салмақтар  $\gamma$  және  $\gamma'$  мәндерін таңдау арқылы ескеріледі. Жер асты суларының деңгейі іргетас табанына жететін болса,  $\gamma$  шамасында топырақтың қалқытылуы ескеріліп, меншікті салмақ, мәнінің жартысына тең қылып, алынады. Егер жер асты сулары, іргетас табанынан  $2B$  кем емес тереңдікте болса, онда есептеуде меншікті салмақтың толық мәні қабылданады. Жер асты суларының деңгей тереңдігі аталған аралықтарда болса, онда  $\gamma$  мәндерін сызықты шамалау арқылы анықтау ұсынылады. Топырақтың меншікті салмақтарының мәндері  $\gamma'$ , топырақ суларының деңгейі іргетас табанынан жоғары болған жағдайда, судың қалқыту әсері ескеріліп анықталынады. Жүктелуі және табан өлшемдерінің арақатынасы әртүрлі іргетастар жағдайларында (6.4) сияқты Формулаларды пайдалану үшін, тәжірибелік-қағидалық зерттеулер нәтижелері бойынша анықталған, сәйкес түзету еселіктері қолданылады.

6.3.9 Еселіктер жүйесі ескерілген жағдайда, негіздің меншікті көтеру қабілетін анықтайтын есептік формуласына әмбебаптық түр беріледі:

$$R = \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma \lambda_\gamma d_\gamma = \gamma' D_f N_q i_q \lambda_q d_q Q_{ult} + c N_c i_c \lambda_c d_c, \quad (6.5)$$

мұндағы  $i$ ,  $\lambda$ ,  $d$  – жүктеменің қиғаш түсуін, іргетас табанының пішімін және оның салу тереңдігін ескеретін эмпирикалық еселіктер;

$B'$  – сыртқы жүктеменің орталықтан тыс  $E_B$  түскенін ескеретін іргетас табанының тиімді ені.

6.3.10 Егер негіздік, баяу нығыздалатын балшықты топырақтан құралған және жүктемелер тез берілетін болса, онда топырақ беріктігі, негізінде, ілініс күштерімен анықталады ( $\varphi = 0$ ). Бұл жағдайда көтеру қабілетін анықтайтын (6.5) Формула келесі түріне айналады:

$$R = 5.14c'(1 - i_c' + \lambda_c' + d_c'') + \gamma D_f N_q, \quad (6.6)$$

мұндағы  $c'$  – нығыздалмаған – су сығылмаған сынақтардағы меншікті ілініс күші;

$c_c'$ ,  $\lambda_c'$ ,  $d_c''$  – сәйкесінше жүктеменің қиғаштануын, іргетас табанының түрін және салу тереңдігін ескеретін, тәжірибе негізінде анықталған, түзету еселіктері.

## 6.4 Топырақтың көтеру қабілетін есептейтін талдау әдісі

### 6.4.1 Су сығыла алмайтын жағдайлар

6.4.1.1 Есептік көтеру қабілет, су сығыла алмайтын жағдайда, келесі формула бойынша анықталына алады:

$$R / A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q, \quad (6.7)$$

мұндағы  $A' = B'L'$  – іргетастың жобалық тиімді ауданы;

$B'$  – іргетастың тиімді ені;

$L'$  – іргетастың тиімді ұзындығы;

өлшемсіз еселіктер арқылы:

– іргетас табанының көлбеуін:  $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$ ;

– түрін ескергенде:  $s_c = 1 + 0,2 \cdot (B' / L')$  тік төртбұрышты іргетас үшін;

$s_c = 1,2$  шаршы немесе дөңгелек іргетастар үшін;

$q$  – іргетас табанының деңгейіндегі қысым, немесе қатарлас жүк.

$i$  – ілініс күшінің  $c$ , қатарлас жүктің  $q$  және топырақ меншікті салмағының  $\gamma$  төменгі мәндеріндегі жүктеме қиғаштығын ескеретін еселік.

– жүктеменің көлденең құрамдасына  $H$  қарасты қиғаштануы:

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}}\right), \quad (6.8)$$

мұндағы  $H \leq A' c_u$ .

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

МЫСАЛ.Ені 1,5 м таспалы іргетас, суы сығылмаған күйдегі, сипаттамалық беріктігі  $c_u = 130$  кПа балшыққа орналасып, дағдылы тік әсерді қабылдайды  $V = 250$  кН. Қатарлас жүк қысымы  $q = 25$  кПа. Шекті көтеру қабілеті:

$$R/A' = 5,14c_u + q = 5,14 \times 130 + 25 = 693,2 \text{ кПа}$$

Тиімді ауданы  $A' = 1,5 \text{ м}^2$  негіз үшін кедергі шамасының дағдылы тік әсердің шамасына деген қатынасы:

$$R/V = 693,2 \times 1,5 / 250 = 4,15$$

$R$   $V$ -дан артық болу үшін, су сығылмаған күйдегі беріктік 39 КПа аспайтын шамаға дейін азаюға тиісті (яғни, нақты мәнінің 30% аспайтын шамаға дейін). Сондықтан, шөгуді есептеудің қажеті жоқ.

### 6.4.2 Су сығыла алатын жағдайлар

6.4.2.1 Есептік көтеру қабілет, су сығыла алатын жағдайда, келесі формула бойынша анықталына алады:

$$R/A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (6.9)$$

мұндағы  $A=BL$  – іргетастың жобалық ауданы;

$B$  – іргетастың ені;

$L$  – іргетастың ұзындығы;

$q'$  – іргетас негізінің деңгейіндегі, шамадан тыс жүктемеден берілетін, есептік тиімді қысым;

$\alpha$  – іргетас табанының көкжиекке қарасты еңкеюі;

$i$  – ілініс күшінің  $c$ , қатарлас жүктің  $q$  және топырақтың меншікті салмағының  $\gamma$  төменгі мәндеріндегі жүктеме қиғаштығын ескеретін еселіктер;

$s$  – төменгі мәндеріндегі  $c$ ,  $q$  және  $\gamma$  үшін іргетас табанының түрін ескеретін еселіктер;

$b$  – төменгі мәндеріндегі  $c$ ,  $q$  және  $\gamma$  үшін, іргетас табанының еңкеюін ескеретін еселіктердің жобалық мәндері;

$\gamma'$  – іргетас табанынан төмен орналасқан топырақтың жобалық тиімді меншікті салмағы.

төменгі мәндеріндегі  $c$ ,  $q$  және  $\gamma$  үшін,  $N$  өлшемсіз еселіктерінің жобалық мәндері:

– көтеру қабілеті үшін:

$$N_c = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45^\circ + \phi' / 2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi';$$

$$N_c = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi', \text{ мұндағы } \delta \geq \phi' / 2 \text{ (табаны кедір-бұдырлы іргетас);}$$

– табаны еңкейген іргетас үшін:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2;$$

– іргетастың пішімдері:

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \text{ тік төртбұрышты;}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ шаршы немесе дөңгелек;}$$



$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \cdot \sin \varphi'$  тік төртбұрышты;

$s_\gamma = 0,7$  шаршы немесе дөңгелек;

$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$  тік төртбұрышты, шаршы немесе дөңгелек пішімдері үшін;

– көлденең құрамдасы  $H$  туғызатын, жүктеменің қиғаштануы:

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q \operatorname{tg} \varphi')$ ;

$i_q = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m$ ;

$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1}$ ;

мұндағы  $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ , егер  $H B'$  бағытында әсер етсе;

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$ , егер  $H L'$  бағытында әсер етсе;

мұндағы  $D$  – салу тереңдігі;

$e$  – төменгі мәндеріндегі  $B$  және  $L$  үшін, әсердің теңәсерлі күшінің орталықтан тыс түсуі;

$m$  – көлбеулік еселіктерінің  $i$  формулалардағы дәреже көрсеткіштері;

$V$  – тік түскен жүктеме;

$\theta$  –  $H$  –тың бағыттық бұрышы.

Жүктеменің көлденең құрамдасы  $L'$  бағытымен  $\theta$  бұрышын құрайтын бағытта әсер ететін жағдайда  $m$  келесі формуламен анықтауға болады:

$$m = m_e = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin \theta, \quad (6.10)$$

МЫСАЛ Іргетастың және оның үстіндегі топырақтың салмақтары ескеріле анықталған топыраққа, дағдылы тік қысым (әсер) 170 кПа тарататын, ені 1,5 м таспалы іргетас, келесі қасиеттері бар:  $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi' = 21^\circ$ ,  $c' = 12 \text{ кПа}$  және  $c_u = 50 \text{ кПа}$ , біртекті балшық қабатында орнатылған. Су айнасы іргетас әсер ететін тереңдіктен, ал, іргетас негізі жер бетінен 0,55 м төмен орналасқан.

Су сығыла алмайтын жағдай (қысқа мерзімді)

$$R_d / A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q = (\pi + 2)c_u + q,$$

Таспалы іргетас үшін, табанының, пішіні мен жүктеме қиғаштығының еселіктері 1,0 тең.

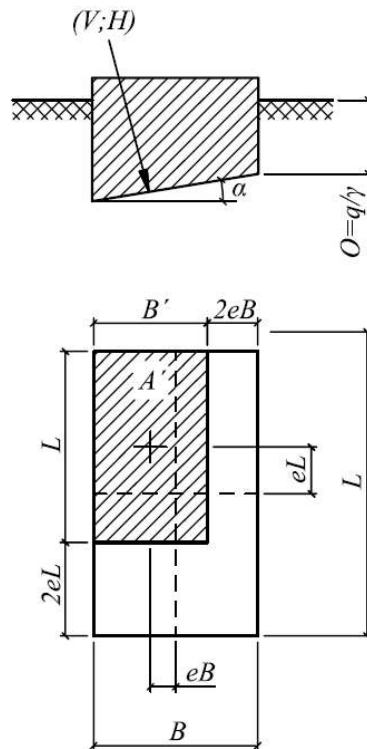
Жобалау қағидаты 1 Біріктіру 1

A1 + M1 + R1 топтардың барлық жеке еселіктерінің, тек A1 тобы еселіктерінің ғана мәндері 1,0 тең емес.  $\gamma_G = 1,35$  жеке еселігі.

$$R_d / A' = 5,14 \times 50 + 0,55 \times 19 = 267,45 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1,35 = 229,5 \text{ кПа}$$

Сонымен, 1 біріктіру шарты  $V_d \leq R_d$  орындалады.



6.2 – Сурет. Негіз көтеру қабілетін анықтайтын мысалдарға

Жобалау қағидаты 1 Біріктіру 2

A2 + M2 + R2 топтардың барлық жеке еселіктерінің, тек M1 тобы еселіктерінің ғана мәндері 1,0 тең емес. Жеке еселік  $c_{cu} = 1.4$ .

$$R_d / A' = (\pi + 2)c_u / \gamma_{cu} + q = 5.14 \times 50 / 1.4 + 0.55 \times 19 = 194.0 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

Сонымен, 2 біріктіру шарты  $V_d \leq R_d$  орындалады.

Су сығыла алатын жағдай (ұзақ мерзімді)

$$R_d / A' = c'N_c b_c s_c i_c + qN_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma,$$

$$R_d / A' = cN_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma,$$

мұндағы  $N_c, N_q$  және  $N_\gamma$   $\phi'$  функциялары болып табылады. Таспалы іргетас үшін, табанының, пішіні мен жүктеме қиғаштығының еселіктері 1,0 тең.

Жобалау қағидаты 1 Біріктіру 1

Жеке еселік  $\gamma_G = 1.35$ .

Көтеру қабілетінің еселіктері,  $\phi$  есептік мәні арқылы табылады:

$$\phi'_d = \tan^{-1}(\tan 21^\circ / 1.0) = 21^\circ$$

$$N_c = 16, N_q = 7.95, N_\gamma = 6.0$$

Сонымен:

$$R_d / A' = 5 \times 16 + 10.45 \times 7.965 + 0.5 \times 19 \times 1.5 \times 6.0 = 248.7 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1.35 = 229.5 \text{ кПа}$$

Және де, 1-ші біріктіру шарты  $V_d \leq R_d$  орындалады.

Жобалау қағидаты 1 Біріктіру 2

Жеке еселік  $\gamma_c = \gamma_{\phi'} = 1.25$ .

Көтеру қабілетінің еселіктері,  $\phi$  есептік мәні арқылы табылады:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 21^\circ / 1.25) = 16.8^\circ$$

$$N_c = 11.93, N_q = 4.87, N_\gamma = 2.69$$

Сонымен:

$$R_d / A' = (c' / \gamma_{c'}) N_c + q' N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma,$$

$$R_d / A' = 12 / 1.25 \times 11.93 + 10.45 \times 4.87 + 0.5 \times 19 \times 1.5 \times 2.69 = 203.7 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

2-ші біріктіру шарты  $V_d \leq R_d$  орындалады.

## 6.5 Топырақтың көтеру қабілетін анықтайтын жартылай эмпирикалық әдіс

6.5.1 Іргетас астындағы топырақтың жобалық көтеру қабілетін анықтау үшін далалық сынақтар, мысалы прессиометриялық, әдістерін қолдануға болады.

6.5.2 Прессиометриялық әдістерді қолданғанда, тік жүктеме жағдайында, іргетас астындағы топырақтың жобалық көтеру қабілеті, топыраққа түсетін шекті қысыммен келесі сызықты тәуелділікпен байланысты екені, ескерілуге тиісті:

$$R_d / A' = \sigma_{v,0} + k p^* l_e, \quad (6.11)$$

мұндағы  $k$  – көтеру қабілетінің еселігі;

$\sigma_{v,0}$  – бастапқы толық тік кернеу;

$p^*_{le}$  – жобалық парапар шекті қысым (прессиометриялық сынақтан);

Көтеру қабілеті еселігінің  $k$  мәні, топырақ түріне, іргетас тереңдігі мен пішініне байланысты 0,8 ден 3,0 дейінгі аралықта өзгереді.

6.5.3 Жобалық парапар шекті қысым толық шекті қысым ( $p^*_l$ ) арқылы есептелінеді, прессиометриялық сынақ үшін, сынақтау тереңдігіндегі шекті мәннен  $p_e$  топырақтың тыныштық қалпындағы көлденең қысымды  $p_0$  алғанға тең  $(p_e - p_0)$ .  $p_0$  келесі формуламен анықталуы мүмкін:

$$p_0 = K_0 q' + u, \quad (6.12)$$

мұндағы  $K_0$  – топырақтың тыныштық қалыптағы қысым еселігі;

$q'$  – топырақтың тиімді артық қысымы;

$u$  – судың кеуектілік қысымы.

6.5.4 Жартасты негіздегі іргетастар үшін, топырақтың жобалы көтеру қабілетінің шамасын табу әдісінің мысалы, Г Қосымшасында келтірілген.

## 6.6 Сырғу кедергісі

6.6.1 [6.5.3(1)P] Егер жүктеме іргетас табанына тік түспейтін болса, онда табан бойынша сырғу тексерісі қажет [2].

6.6.2 [6.5.3(2)P ] Келесі теңсіздік орындалуға тиісті [2]:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}, \quad (6.13)$$

мұндағы  $H_d$  – көлденең жүктеменің есептік мәні немесе іргетас табанына қатарлас нәтижелік әсердің құрамдасы;

$R_d$  – осы жүктеменің есептік кедергісі;

$R_{p;d}$  – іргетас бүйіріндегі топырақ қысымынан пайда болған, кедергі күштің есептік шамасы.

$H_d$  – топырақтың, іргетасқа тигізетін тура қысымының, барлық күштерін біріктіреді.

6.6.3  $R_d$  және  $R_{p;d}$  мәндері, шекті күйдегі, осы жүктелуге жорамалданған ауытқу мәндеріне сәйкес болу керек. Үлкен ауытқулар үшін, ең үлкен мәнінен кейін тұрақталатын, қалдық кедергі ескерілуге тиісті.  $R_{p;d}$  мәнін, ғимараттың қызмет ету мерзімін ескеріп, таңдау керек.

6.6.4 [6.5.3(6)P] Салу тереңдігі, балшықты топырақтардың мерзімді деформациялар деңгейіндегі іргетастар үшін, балшықтың, кебу кезінде, іргетас тік қырынан ажырау мүмкіндігі, ескерілуге тиісті [2].

6.6.5 [6.5.3(7)P] Іргетас үстіндегі топырақтың, табиғи бұзылу немесе адамның әрекеті салдарынан, алынып қалу мүмкіндігі де, ескерілуге тиісті [2].

6.6.6 [6.5.3(8)P] Су сығыла алатын жағдайда, жобалық ығысу кедергісінің есептеулеріндегі топырақ сипаттамаларының мәндері немесе негіз кедергісі, еселіктерге келесі формулалар бойынша көбейтіледі [2]:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d, \quad (6.14)$$

немесе

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_d) / \gamma_{R;d}, \quad (6.15)$$

мұндағы  $V'_d$  - тиімді тік әсердің немесе іргетас табанына тік түсетін тиімді әсер құрамдасының есептік мәні;

$\delta_d$  – конструкция материалына қарасты, топырақтың есептік үйкеліс бұрышы;

Есептік үйкеліс бұрышын  $\delta_d$ , ығысу шекті күйіндегі, есептік, тиімді ішкі үйкеліс бұрышына тең қылып алуға болады;  $\varphi''_{cv;d}$  құймалы іргетастар үшін, және де  $2/3 \varphi'_{cv;d}$  тегіс құрама іргетастар үшін. Топырақтың тиімді ілініс күшін  $c'$  ескермеуге болады.

МЫСАЛ Іргетастың және оның үстіндегі топырақтың салмақтары ескеріле анықталған, топыраққа дағдылы тік қысым (әсер) 160 кПа тарататын ені 1, 2 м таспалы іргетас, келесі қасиеттері бар:  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi' = 23^\circ$ ,  $c' = 5 \text{ кПа}$  және  $c_u = 40 \text{ кПа}$ , біртекті балшық қабатында орнатылған. Су айнасы іргетас әсер ететін тереңдіктен, ал, іргетас негізі, жер бетінен 0,75 м төмен орналасқан. Егер,  $\varphi''_{cv;d} = 23^\circ$  деп қабылдасақ, онда су сығыла алатын жағдайдағы ығысуға деген есептік кедергі:

$$R_d = 160 \times 1,2 \times \tan 23^\circ = 81,5 \text{ кН/м}$$

Сонымен, шекті күйге сай болу үшін, есептік көлденең әсер  $H_d$  81,5 кН аспау керек.

6.6.7 [6.5.3(9)P ҚР ҚН EN 1997-1: 2004/ 2011]  $V'_d$  анықтағанда,  $H_d$  және  $V'_d$  әсерлерінің тәуелді немесе тәуелсіздігін, ескеру керек.

6.6.8 Құймалы темірбетонды іргетастар үшін, жобалық үйкеліс бұрышын  $\delta_d$  шекті күйдегі тиімді ығысу кедергісі бұрышының жобалық мәніне теңестіруге болады, ал, тегіс құрама іргетастар үшін –  $2/3f_{cv;d}$ . Есептеулерде тиімді меншікті ішкі ілініс күшін ескермеуге болады.

ЕСКЕРТУ Әсерлердің нәтижелері еселіктерге көбейтілетін, жобалық есептеулердегі әсерлердің жеке еселігі  $\gamma_F$  1,0 тең және (6.15) формуласындағы  $V'_d = V'_k$ .

6.6.9 [6.5.3(11)P] Су сығыла алмайтын жағдайда, жобалық ығысу кедергісі  $R_d$ , келесі түрде, топырақ сипаттамаларын немесе негіз кедергісін еселіктерге көбейту арқылы есептелінеді [2]:

$$R_d = Ac_{u;d}, \quad (6.16)$$

$$R_d = (Ac_{uk}) / \gamma_{R,h}, \quad (6.17)$$

мұндағы  $A$  – жүктеме таралатын аудан;

$c_{u;d}$  – су сығылу шартына сай, топырақтың есептік ығысу кедергісі.

МЫСАЛ Ені 1,2 м, беріктік қасиеті:  $c_{uk} = 40$  кПа, біртекті балшық қабатында орналасқан таспалы іргетас, оның салмағы ескерілген жағдайда, топыраққа дағдылы тік қысым (әсер) түсіреді = 160 кПа және  $\gamma_{R,h}=1,4$ . Онда, есептік кедергі  $R_d = 1,2 \times 40/1,4 = 34,3$  кН/м. Яғни, шекті күйге сай болу үшін, есептік көлденең әсер  $H_d$  34,3 кН/м-ден аспау керек.

6.6.10 [6.5.3(12)P] Егер, іргетас пен суы сығылмаған балшықты негіз тоғысқан жерге, су немесе ауа бара алатын болса, онда келесі тексеріс орындалуға тиісті [2]:

$$R_d \leq 0,4V_d, \quad (6.18)$$

мұндағы  $V_d$  – іргетас табанына қарасты, тік бағытқа келтірілген біріккен тік әсердің, немесе біріккен әсердің есептік шамасы.

6.6.11 Оң мәнді көтеру кедергісі жоқ жағдайда, іргетас пен негіз араларында су сорылу салдарынан саңлау пайда болмайтын болса, онда (6.18) формула талабын ескермеуге болады.

МЫСАЛ Біртекті балшық қабатында орналасқан, ені 1,2 м таспалы іргетас, топыраққа дағдылы тік қысым (әсер) түсіреді = 160 кПа. Онда, есептік кедергі  $R_d = 0,4 \times 160 = 64$  кН/м. Яғни, шекті күйге сәйкес болу үшін, есептік көлденең әсер  $H_d$ , бәрібір 34,3 кН/м аспау керек, өйткені (6.17) теңдеу кіші шама береді.

## 6.7 Орталықтан тыс түсуі үлкен жүктемелер

6.7.1 [6.5.4(1)P] Егер, жүктеменің орталықтан тыс түсуі іргетас енінің  $1/3$ , немесе дөңгелек іргетас радиусының  $3/5$  асатын болса, ерекше сақтық шаралар қажет [2].

Ол шаралар:

- [2]сәйкес, әсерлердің есептік мәндерін ұқыпты қарастыру;
- іргетас шетін, құрылыстық рауаларға сай, орналастыру сияқты, жағдайлардың ескерілгені жөн.

6.7.2 Егер жұмыстар жүргізілу барысында, ерекше шаралар қабылданбаса, онда 0,10 м дейінгі руалы қашықтықтар ескерген жөн.

### **6.8 Іргетас ауытқуларынан конструкциялардың қирауы**

6.8.1 [6.5.5(1)P] Іргетастың әркелкі тік және көлденең ауытқуларын, ғимаратты аумалы шекті күйге апармау үшін, ескеру қажет [2].

6.8.2 Егер, ауытқулар аумалы шекті күй тудырмайтын болса, онда руалы көтергіш қысым [2] 2.5 б.сай қабылдануы мүмкін.

6.8.3 [6.5.5(3)P] Топырақтың ісінуінен, негіз бетінің көтерілу мүмкіндігі ескерілуге және де іргетастар мен ғимарат, осы көтерілу ескеріле, жобалануға тиісті [2].

### **6.9 Іргетас салу тереңдігін тағайындау**

6.9.1 [2.4.2(3)P] Жобада қабылданатын әсерлерді анықтағанда, ғимарат пен негіз араларындағы барлық әрекеттестік түрлері ескерілуге тиісті [2].

6.9.2 Іргетас салу тереңдігін тағайындағанда, геотехникалық жобаға тоңданумен бірге, температуралық әсерлермен байланысты жайттар еңгізіледі:

6.9.3 Іргетастардың салу тереңдігін:

- жобаланатын ғимараттың конструктивтік ерекшеліктерін, оның іргетастарына түсетін жүктемелер мен әсерлерді;

- құрылыс жүргізілетін жердің осыған дейінгі және жобалық бедерін;

- құрылыс алаңының инженерлік - геологиялық жағдайларын (топырақтардың физикалық – механикалық қасиеттерін, қабаттасу түрін, сырғуға бейімді қабаттар, жемірілу қалталары, т.с.с болуын);

- алаңның гидрогеологиялық жағдайларын, әсіресе, топырақ сулары деңгейінің құрылыс барысында және ғимаратты пайдалану кезінде өзгеру мүмкіндігін (көтерілуі мен түсуі);

- құрылыс ауданындағы топырақтардың кезеңдік тоңдану тереңдігін ескере, қабылдайды.

6.9.4 Іргетастар салу тереңдігін, негіздік топырақтарының есепті, кезеңдік тоңдану тереңдігінен төмен, қабылдаған жөн.

6.9.5 Топырақтың кезеңдік тоңдануының есептік тереңдігі, осы жердегі, ашық, қар тұрмайтын, жер асты суларының деңгейі, топырақтардың кезеңдік тоңдану тереңдігіне кемі 2м төмен орналасқан, жазық алаңдағы топырақтардың жылда кезеңді тоңдануының ең жоғарғы мәндерінің (кемі 10 жылғы бақылау деректері бойынша) орташа мәніне тең етіліп қабылданады.

6.9.6 Геотехникалық жобада, міндетті түрде, негіз топырақтарының сулануын және олардың, құрылыс және пайдалану кезеңдерінде, тоңдануын болдырмайтын шаралар қарастырылады.

## 7 НЕГІЗДЕРДІ ПАЙДАЛАНУ КЕЗІНДЕГІ ШЕКТІ КҮЙЛЕР (ДЕФОРМАЦИЯЛАР) БОЙЫНША ЖОБАЛАУ

### 7.1 Жалпы ережелер

7.1.1 [2.4.8(1)P] Топырақты негізді, пайдалану кезіндегі шекті күйлер бойынша тексеру, келесі теңсіздік орындалуын талап етеді [2]:

$$E_d \leq C_d, \quad (7.1)$$

мұндағы  $C_d$  – әсер нәтижесінің (шөгудің) тиісті мөлшердегі шекті, есептік шамасы;  
 $E_d$  – әсер нәтижесінің есептік шамасы.

7.1.2 Негіздерді пайдалану кезіндегі шекті күйлер (деформациялар) бойынша жобалау есептеулерінде [2] әсер нәтижесінің (шөгудің) -  $C_d$  мөлшерленген есептік шамасы түрінде, шөгудің үш құрамдасының қосындысы қабылданады: лезде шөгудің, нығая шөгудің (консолидация) және шөгу жылжымалылығының. Лезде шөгуді анықтағанда, топырақтың деформациялық сипаттамасы ретінде серпімділік модулін қабылдап, серпімді жартылай кеңістік шешімін қолданады. Суға қаныққан, осал топырақтарда өте маңызды, нығая шөгуді бірөлшемді сығу жағдайын қолданып, есептейді. Мұндағы, топырақтың деформациялық сипаттамасын (компрессия еселігін-  $C_c$ ) эмпирикалық сенімділігі жоғары емес, тәуелділіктер бойынша да, анықтауға болады. Қазақстандағы нормативтік құжаттардың баптарына сәйкес, тәжірибелік есептеулердегі толық шөгу, негіз есептік сұлбалары сызықты деформацияланатын орта, сығылу тереңдігі белгілі шартпен немесе қабат қалыңдығымен шектелген серпімді жартылай кеңістік түрлерінде қабылданып анықталады. Олардың қолдану жағдайлары, есептеу әдістемесі, нақты белгіленіп, есептеу формулалары қолайлы түрге келтіріліп, деформация модулін анықтау тәртібінің ерекшеліктері, қоса енгізілуге тиісті.

7.1.3 Пайдалану кезіндегі шекті күйлерге (деформациялар) ғимараттың қалыпты пайдалануын қиындататын немесе шектен тыс ауытқулар (шөгулер, иілулер, бұрылыс бұрыштары), тербелістер, жарықшақтар т.б. салдарынан оның төзімділігін төмендететін күйлер жатқызылады.

7.1.4 Негіздерді пайдалану кезіндегі шекті күйлер (деформациялар) бойынша есептеудің мақсаты, іргетастар мен ғимараттың жер бетіндегі бөлігі конструкцияларының абсолюттік немесе салыстырмалы ауытқуларын, ғимараттың қалыпты пайдалануына кепілдік беретін және оның төзімділігін (шамадан тыс шөгулер пайда болу, көтерілу, қисаю, конструкциялар орындарының және жобалық деңгейлерінің өзгеруі, олар жалғасқан жерлерінің бұзылуы т.с.с. салдарынан) төмендетпейтін мәндермен шектеу болып табылады. Және де, іргетастар мен ғимараттың жер бетіндегі бөлігі конструкцияларының беріктігі мен жарықшаққа төзімділігі, ғимарат пен негіз әрекеттестігінен туындайтын күштерді ескеретін, есептеумен тексерілді деп, қабылданады.

7.1.5 Негіздіктің сыртқы жүктеме әсерінен деформациялану кезінде уақыт бойынша әртүрлі өзгертін шөгулер белгіленеді: бастапқы (лезде) шөгу  $S_0$ ; нығая (консолидациялық) шөгу  $S_1$ ; қосымша шөгу  $S_2$ .

7.1.6 Бастапқы шөгу -  $S_0$ , жүктеме түскен сәтте-ақ, топырақ түйіршіктерінің көлденең ығысуынан пайда болады. Бұл жағдайда топырақтың беріктігі жоғалмай, тек пішін өзгеру деформациялары, яғни, деформациялардың серпімді түрі ғана, байқалады. Осы кезде, серпімділік модулі, негізінен, топырақтың серпімді қасиеттерін сипаттап, нығаймаған - суы сығылмаған, топырақты сынақтау арқылы анықталады (ННС).

7.1.7 Нығая шөгу  $S_I$ , көбінесе, топырақтың нығыздалуымен өтеді де, топырақ кеуектеріндегі судың, сығылып шығуына байланысты, оның кеуектілігі азайып, тиімді қысым өскен сайын, кеуектілік қысым азайып,  $u=0$  болғанда, нығая шөгу  $S_I$ , аяқталады-мыс. Негіздің деформациялық сипаттамалары ретінде, суы сығыла нығайған әдістеме бойынша анықталған сығылу модулі -  $M$  немесе компрессия еселігі -  $C_c$  (сығылу көрсеткіші) пайдаланылады. Әдетте, консолидациялық, нығая шөгудің  $S_I$  мөлшері, қарастырылатын шөгу түрлерінің арасындағы басым, және де, барлық, суға қаныққан майда-дисперсиялық тұнбаларға тән қасиет.

7.1.8 Қосымша шөгу  $S_2$ , жылжымалылық деформацияларынан құралады. Бұл түрдегі деформациялар, иленгіш топырақтарда, жүктемелер, ұзақ беріктік шегі деп, аталатын шамадан асқанда, пайда болады. Әдетте, рауалы қысым анықталғанда, қабылданатын арттыру еселігінің жоғары мәндерінің арқасында,  $S_2$  сирек орын алады. Олар, жоғары органикалық топырақтар мен кейбір саздарда, маңызды мәнде, болуы мүмкін.

7.1.9 Пайдалану кезіндегі шекті күйлер бойынша әсерлер (шөгулер) нәтижелерінің мөлшерленген есептік шамалары, келесі шарт арқылы анықталады:

$$S = S_0 + S_I + S_2 < S_u, \quad (7.2)$$

мұндағы  $S$  – толық шөгу;

$S_0$  – лезде шөгу;

$S_I$  – нығая шөгу;

$S_2$  – жылжымалық тудырған шөгу (қосымша шөгу);

$S_u$  – ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 нұсқаулары бойынша анықталатын, ғимарат пен негіздің бірлескен, ортақ деформациясының шекті мәні. Іргетастардың рауалы ауытқуларының мәндері, Е Қосымшасында, келтірілген.

7.1.10 Иленгіштігі қатты, аз сығылатын балшықтардағы іргетастардың 2 және 3 геотехникалық санаттарға сәйкес, әдетте, тік ауытқулары (шөгулері) есептелінеді.

7.1.11 Іргетас ауытқуларын есептеп және оларды, қалыпты пайдалану көрсеткіштерімен салыстырғанда, пайдалану кезіндегі шекті күйлердің жобалық жүктемелерін қабылдау керек.

7.1.12 Негіздік деформациялары, келесі түрлерге ажыратылады:

шөгу – сыртқы жүктемелер әсерінен, топырақтың нығыздалу нәтижесінде, кейде топырақтың өз салмағынан, оның құрылымы түпкі өзгерістерге ұшарамаған жағдайларда пайда болатын деформациялар.

тез отыру – сыртқы жүктемелер мен топырақтың өз салмағының және де, мысалы, шөккіш топырақтың сулануы, қатқан топырақтағы мұз қабатшаларының еруі сияқты қосымша себептердің әсерінен, әдетте, топырақ құрылымының біржола өзгеруімен, нығыздалу нәтижесі түрінде өтетін деформациялар.



көтерілулер мен шөгулер – кейбір топырақтардың ылғалдылықтарының өзгеруінен немесе химиялық заттардың әсерінен (ісініп-кебуі) және топырақ кеуектеріндегі судың қатуынан немесе мұздың еруінен пайда болатын көлем өзгерістерімен байланысты деформациялар.

отырулар – пайдалы кен қазбаларын өндіру, гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеруі, жер асты сулары деңгейінің төмендеуі, карсттық – суффозиялық құбылыстар т.с.с. кездерде байқалатын, жер бетінің деформациялары.

көлденең ауытқулар – негізге түсетін көлденең жүктемелер әсерлерімен (керу жүйелерінің іргетастары, сүйеме қабырғалар т.с.с.) немесе отырулар, топырақтардың өз салмағынан лықси шөгуі т.с.с. кездердегі жер бетінің елеулі түрдегі тік ауытқуларымен байланысты деформациялар.

7.1.13 Іргетастардың келесі ауытқу түрлері ескерілуге тиісті: шөгу, салыстырмалы (немесе әркелкі) шөгу, бұралу, қисаю, салыстырмалы иілу, салыстырмалы бұралу, көлденең ауытқу және дірілдеу ені. Ауытқулар мен деформациялардың кейбір атауларының анықтамалары 7.1 -7.5 Суреттерінде келтірілген.

Негіз бен ғимарат, келесі ортақ деформациялармен, сипатталуы мүмкін:

жеке іргетас негізінің абсолюттік толық шөгуі: –  $s$

ғимарат негізінің орташа шөгуі: –  $\bar{s}$ ;

екі іргетас шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі –  $\frac{\Delta s}{L}$  ;

іргетас (ғимарат) жантаюы –  $i$ ;

салыстырмалы иіліс немесе иін –  $\frac{f}{L}$  ;

ғимарат бүгілген жерінің қисықтығы –  $\rho$ ;

ғимарат бұралуының салыстырмалы бұрышы –  $\theta$ ;

іргетастың (ғимараттың) көлденең ауытқуы.

Екі іргетас шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі, сол екі іргетастың абсолюттік шөгулер қалдығының, екеуінің арасындағы қашықтыққа деген қатынасы. Бұл сипаттама, шөгулердің эпюралары әркелкі (секіріс тәрізді) жағдайда пайдаланылады. (7.1-ші Сурет) Иілгіш ғимараттарда, бұл шама, қисаю деформацияларын сипаттайды, ал, қатқылдау ғимараттарда, көбінесе, конструкциялардың ығысу деформацияларын.

Іргетастың немесе бүкіл ғимараттың жантаюы –  $i$  – іргетастың немесе бүкіл ғимараттың шеткі нүктелер шөгулерінің, іргетас (ғимарат) еніне немесе ұзындығына деген қатынасы (7.2-ші Сурет). Мұндай, қатқыл іргетастар мен ғимараттарға тән деформацияларда, негіздік шөгуі, кез-келген бағытта, сызықты заңмен өзгереді.

Салыстырмалы иіліс немесе иін – иіліс немесе иін жебесінің ғимараттың бүгілген жерінің ұзындығына деген қатынасы. Бұл сипаттама ұймереттер мен ғимараттардың иіле қисайған жағдайларында пайдаланылады (7.3-ші Сурет).

Салыстырмалы иіліс (иін) мына формула бойынша есептелінеді

$$\frac{f}{L'} = \frac{2s_2 - s'_1 - s_3}{2L}, \quad (7.3)$$

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

мұндағы,  $s_1$  және  $s_3$  – нақты қисайған жердегі, екі жақ шеттерінің шөгулері;

$s_2$  – сол жердегі шөгудің, ең үлкен немесе ең кіші мәні;

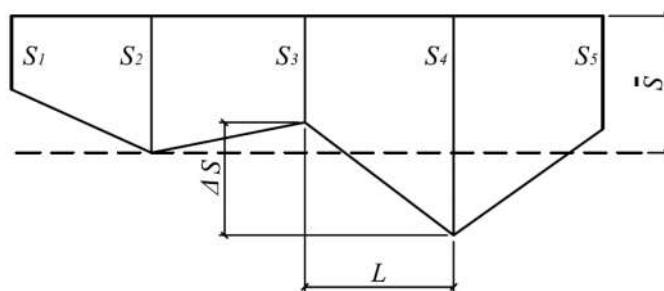
$L$  – шөгулері  $s_1$  және  $s_3$  нүктелер арасындағы қашықтық.

Ғимарат бүгілген жерінің қисықтығы  $\rho$  – ұзыннан-ұзақ салыстырмалы қатқыл ғимараттардың кернеулік-деформациялық күйін толығырақ сипаттайтын қисаю радиусына кері шама (7.4-ші Сурет). Үлгілі жобалар жасау барысында, ғимарат есептелуіне енетін осы шама, әрі қарай, негіздің шекті деформацияларын конструкциялардың беріктік және шарықшаққа төзімділігі шарттары бойынша анықтауға, пайдаланылады.

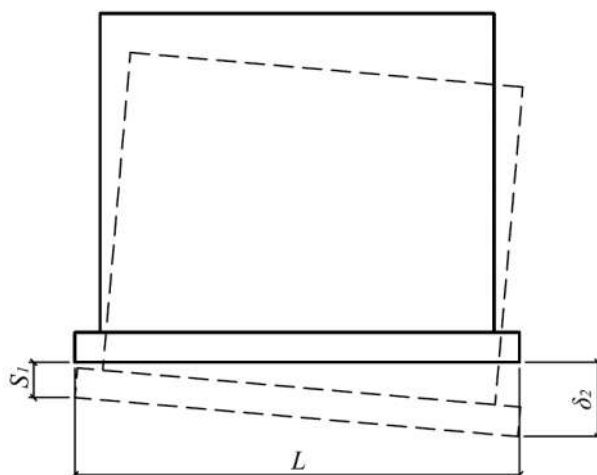
Ғимарат бұралуының салыстырмалы бұрышы  $\theta$  (7.4-ші Сурет) ғимарат конструкцияларының кеңістік жұмысын сипаттайды. Ғимарат бұралған жағдайдағы конструкцияларда пайда болатын күштер, басқа түрлі деформациялар (мысалы, иіліс) тудыратын күштермен, біріктірілуге тиісті.

Іргетастың немесе бүкіл ғимараттың көлденең ауытқуын, әдетте, негізге көлденең жүктемелер әсер еткенде, ескеру керек.

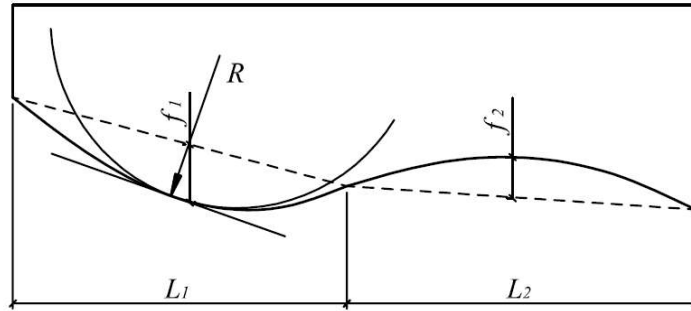
Негіздің әркелкі шөгуінен, ғимаратта күрделі деформация пайда болуы мүмкін. Мұндайда, оны, 7.5-ші Суретте көрсетілгендей, жеке құрамдастарға, жіктеуге болады.



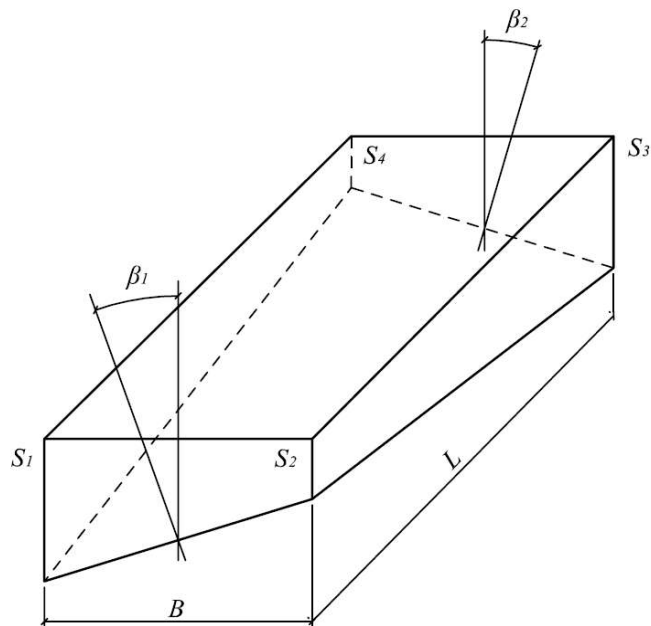
Сурет 7.1 – Ғимарат негізінің шөгу сұлбасы – көршілес іргетастар шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі



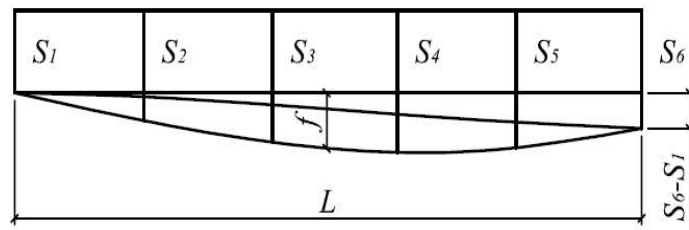
Сурет 7.2 – Қатқыл ғимараттың жантаю сұлбасы



Сурет 7.3 – Ғимараттың иіліс (иін) сұлбасы: - жеке жердегі салыстырмалы иіліс – салыстырмалы иін



Сурет 7.4 – Негіздің шөгулер сұлбасы, ең үлкен қисықтығы



Сурет 7.5 – Негіздің күрделі деформациясының сұлбасы – жантаю – ғимараттың салыстырмалы иілісі

## 7.2 Шөгудің анықталуы

Негіздің, лезде шөгуінің есептелуі, негіз есептік сұлбаларының келесі түрінде, жүргізіледі:

– кернеулердің деформацияларға сызықты тәуелділігіне негізделген серпімділік қағидасының әдісі.

Шөгулерді есептегенде, белгілі әдістерді қолданған жөн.

Құрамына органика енетін және осал балшықты, шөгулері жылжымалылық салдарынан уақыт бойынша шексіз өсетін топырақтарға ерекше назар аударылуға тиісті.

Шөгуді есептегенде, топырақтың сығылатын қалыңдығының тереңдігі іргетас түрі мен өлшемдеріне, топырақ сығылғыштығының тереңдік бойынша өзгеруіне және іргетастар бөліктерінің орналасуына байланысты, қабылдануға тиісті.

Топырақтың өз салмағының әсерінен нығыздалу тудырған қосымша шөгулердің барлық мүмкін деген түрлері ескерілуге тиісті.

Және де:

– өз салмағының, сулану мен дірілдің әсерлері, үйілген және шөккіш топырақтарға тиуі мүмкін екендігі;

– ұсақталған құмдардағы кернеулік күйдің күрт өзгеруі.

Қажетті жағдайларда, негіз қатқылдығының сызықты және сызықты емес үлгілерін қабылдау керек.

Әркелкі шөгулер мен салыстырмалы бұрылыстарды есептегенде, пайдаланулық шекті күйдің талаптарын орындау үшін, жүктемелердің таралуы мен негіздің әртектілігін ескеру қажет.

Ғимараттың қатқылдығын ескермей есептеу, әркелкі шөгулердің тым жоғары мәндерін береді, сондықтан, әркелкі шөгуді, негізді түрде, азайту үшін, негіз бен ғимарат әрекеттестігін есептеуге болады. Әркелкі шөгудің, ғимарат қатқылдығының әсерін қарастырмағанда, негіз әртектілігіне байланысты екенін ескеру керек.

Табиғи негіздердегі іргетастар үшін, шөгу біркелкі деп көрсетіліп тұрса да, олар әркелкі болуы мүмкін екендігін, ұмытпаған жөн.

Орталықтан тыс жүктелген іргетастың жантаюы, көтеру қысым сызықты түрде таралады және іргетастың бұрыштық нүктелеріндегі шөгулер, оның әр бұрышының астындағы негіз кернеулері, тік түседі деп, есептелінеді.

### **7.2.1 Лезде шөгуді серпімділік қағидасының әдісімен анықтау**

7.2.1.1 Иленгіш немесе иленгіш емес топырақтағы іргетастың жалпы шөгуін серпімділік қағидасын қолдана, келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$s = pbf / E_m, \quad (7.4)$$

мұндағы  $E_m$  – серпімділік модулінің есептік мәні;

$f$  – іргетас шөгуінің еселігі;

$p$  – іргетас табаны бойынша, сызықты таратылған, түйісулік қысым.

7.2.1.2 Іргетас шөгуінің еселігі  $f$  іргетас түрі мен табанының өлшемдеріне, топырақ қатқылдығының тереңдік бойынша өзгеруіне, сығылу қалыңдығына, Пуассон еселігіне, іргетас шөгуі есептелінетін нүктеден түйісулік қысымның таратылуына, байланысты болады.

7.2.1.3 Егер іргетас шөгулерінің, өлшенген анық нәтижелері болмаса, онда есептік серпімділік модулін суы сығыла алатын күйде деформацияланатын қабаттың, зертханалық немесе нақты сынақтар нәтижелері бойынша есептеуге болады.

7.2.1.4 Осы серпімділік әдісін тек, негіздегі кернеулер елеулі қирау туғыза алмайтын және топырақтағы кернеу – деформация тәуелділігі сызықты деп қабылдауға болатын жағдайларда ғана, қолданған жөн.

## 7.2.2 Нығая сығылумен байланысты шөгуді анықтау

7.2.2.1 Қысымдар, тереңдік бойынша, біркелкі таралғанда, кез келген  $t$  уақытына сай нығая сығылу (консолидация) шөгуі:

$$s_t = hm_0 p \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots) \right], \quad (7.5)$$

немесе қаралатын жағдай үшін:

$$s_t = sU_0, \quad (7.6)$$

Есептеулерді жеңілдету үшін,  $e^{-N}$  мәндері  $x$  байланысты келтірілген.

Нығая сығылу дәрежесі,  $U_0$  арқылы табылады:

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots), \quad (7.7)$$

$e^{-N}$  дұрыс бөлшек болғандықтан, тәжірибелік жағдайларда (мысалы  $U_0 > 0,25$ ) қатардың бірінші мүшесімен шектелуге болады. Онда:

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}, \quad (7.8)$$

Шетел әдебиетінде жиі келтірілетін, басқа шешімді қабылдасақ, интегралдаудан кейін  $m=1,3,5,\dots,\infty$

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m^2} \exp \left( -\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right], \quad (7.9)$$

(7.9) Формуласы бойынша, есептеулерді жеңілдету үшін, кез келген математикалық анықтағыштарда келтірілетін, экспоненциалдық функция кестелерін пайдалануға болады.

Сонымен қатар,  $U_0(t) > 0,25$ , инженерлік есептеулерге жеткілікті дәлдікпен,  $m=1$ , қатардың бірінші мүшесімен шектелуге болады, онда

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp(-N), \quad (7.10)$$

мұндағы  $N = \pi^2 c_v t / (4h^2)$ .

7.2.2.2 Толық нығыздалуға, толық тұрақталған шөгу, ал, нығыздалу бөлігіне –  $t$  уақытта шөгу, сәйкес келетіндіктен, нығая шөгу дәрежесі, келесі теңдеумен анықталуы мүмкін:

$$U = s_t / s, \quad (7.11)$$

мұндағы  $s_t$  – осы уақыт ішінде шөгу;  
 $s$  – толық тұрақталған шөгу.

$$s_t = sU, \quad (7.12)$$

### 7.2.3 Шөгуді топырақ жылжымалылығын ескере анықтау

7.2.3.1 Іргетас шөгулері, топырақ жылжымалылығы ескерілген жағдайда, келесі формула бойынша анықталады:

$$s_t = h m_v p [1 + \int_0^t K(t-t_0) dt_0], \quad (7.13)$$

$$\overline{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}, \quad (7.14)$$

мұндағы:  $\overline{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}$ , жылжымалылық өзегі:

$\delta$  және  $\delta_1$  – жылжымалылықтың тәжірибелік өлшемдері;

$t$  және  $t_0$  – ағымдағы және бастапқы уақыттардың өлшеулері.

7.2.3.2 Жылжымалылық, шаң-балшықты, лайлы, тоңданған топырақтарға және жартасты жыныстарға тән қасиет.

7.2.3.3 Жылжымалылық қарқындығын сипаттау үшін, компрессиялық сынақтарда келесі формула бойынша анықталатын  $b_k$ , өлшемі пайдаланылады

$$b_k = \Delta \varepsilon_{kt} / \ln(t/t_v), \quad (7.15)$$

мұндағы  $\Delta \varepsilon_{kt} = \Delta s_{kt} / h$  – жылжымалылық деформациясы;

$\Delta s_{kt} - (t-t_v)$  уақыт аралығында жинақталған жылжымалылық шөгуі, см;

$h$  – сынама биіктігі, см;

$t$  –жүктелу сәтінен өлшенген сынама сығылуының уақыты, тәулік;

$t_v$  –сүзілулік нығая сығылу біткен уақыт, тәулік.

7.2.3.4 Қатты, жартылай қатты және қиын иленгіш балшықты топырақтар мен жартасты жыныстар деформацияларының уақыт бойынша дамуы, негізінен, олардың қаңқаларының жылжымалылығымен байланысты, кеуектілік суда елеулі қысым тудырмай өтеді. Құрылыс аяқталған уақыттан  $t_e$  асатын,  $t$  уақыт кезеңіндегі іргетастар негізінің жылжымалылық ұзақ шөгулерін болжау үшін, қабаттап жинақтау әдісінің сұлбасы пайдаланылуы мүмкін.

7.2.3.5 Бұл жағдайда, іргетас негізінің жылжымалылық шөгуін анықтайтын формула келесі түрде жазылады

$$s_3 = \beta \sum_{i=1}^n h_i b_{ki} \ln(t / t_e), \quad (7.16)$$

мұндағы  $\beta=0,8$ ;  $h_i$  –  $i$  қабатының қалыңдығы, м;

$b_{ki}$  –  $i$  қабатының, осы қабаттағы қосымша қысымға байланысты топырақ жылжымалылығының өлшемі.

МЫСАЛ  $b_k$  өлшемі, топырақ түрі мен жүктеме деңгейіне байланысты, өзгереді. Мысал ретінде  $b_k$  лайлы топырақтардағы мәндері келтірілген. Жуықталған есептеулерде сүзілулік нығая сығылу мен топырақтың жылжымалылығы жеке қарастырылады да,  $t > t_v$  жағдайындағы, тұтас жүктемеден  $p$  пайда болатын негіздік шөгуі  $S$ , келесі формуламен анықталады:

$$s = s_2 + s_3 = H m_v p + H b_k \ln(t / t_v), \quad (7.17)$$

мұндағы  $s_2$  – сүзілулік нығая сығылудың тұрақталған шөгуі, см;

$s_3$  – жылжымалылық шөгуі, см;

$m_v$  – көлемдік сығылу еселігі,  $\text{кПа}^{-1}$ ;

$H$  –топырақтың сығылатын қалыңдығы, м.

Нығая сығылу шөгуі  $s_2$  мен жылжымалылық шөгуден  $s_3$  құралған шөгу  $s$

$$s = s_2 + s_3, \quad (7.18)$$

(7.16) Формула, сонымен қатар, іргетас негізінің жылжымалылық шөгуін, сүзілулік нығая сығылу аяқталғаннан кейін анықтайды, егер  $t_v > t_e$ . Онда (7.16) Формуладағы құрылыс аяқталу уақытының  $t_e$  орнына, сүзілулік нығая сығылу аяқталған уақытты  $t_v$  қабылдау керек.

Құрылыс кезінде ( $t < t_e$ ) негізге түсетін жүктеменің, уақыт бойынша, өзгеруі байқалады. Ауыспалы жүктемелер жағдайындағы іргетас негізінің жылжымалылық шөгулерін болжау үшін, әдетте Вольцман-Вольтерраның мұралы жылжымалылық қағидасын пайдаланған жөн. Жүктеме өсу заңы және жылжымалылық өзек түрі күрделі болғанда, мұралы жылжымалылық қағидасының интегралдық теңдеулерінің шешімін Крылов-Боголюбов сандық әдісімен анықтаған ынғайлы болады.

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

МЫСАЛ Қалыңдығы  $H=4$  м, құммен төселгіленген, лайлы жерді, қалыңдығы  $h=2,8$  м құммен жүктеу инженерлік дайындау әдісі қолданған жағдайдағы лайлы топырақтар шөгуіне, ұзақ мерзімді (50 жылдық кезеңге) болжам жасау керек. Берілген: лайлы топырақтардың сипаттамалары  $m_v=3,8 \cdot 10^{-3} \text{ кПа}^{-1}$ ;  $k_f=3 \cdot 10^{-6} \text{ см/с}$ ;  $0,95 \text{ м/жыл}$ ; құмды қатарлас жүктің меншікті салмағы  $\gamma=17,5 \text{ кН/м}^3$ .

Лайға, қатарлас жүкті үйіндіден түсетін қысымды анықтаймыз  $p=\gamma h=17,5 \cdot 2,8=49 \text{ кПа}$ .  $p=49 \text{ кПа}$  үшін, лайдың жуықталған жылжымалылық өлшемдерінің мәнін табамыз  $b_k=0,0146$ . (7.16) Формуласы бойынша сүзілулік нығая сығылудың тұрақтанған шөгуін анықтаймыз

$$s_2 = H m_v p = 400 \cdot 3,8 \cdot 10^{-3} \cdot 49 = 74,5 \text{ см.}$$

Нығая сығылу еселігі:

$$c_v = k_f / (m_v \gamma_w) = 0,95 / (3,8 \cdot 10^{-3} \cdot 10) = 25 \text{ м}^2 / \text{жыл}$$

Лайдың нығыздалуын, тұтас жүктеме тудыратын болғандықтан, сүзілулік нығая сығылу екіжақты сүзілу жағдайында қарастырылады. Лайдың жоғарғы да, төменгі де шекаралары су өткізеді, яғни екіжақты сүзілу ағымы жағдайындағы  $t$  уақыты келесі формуладан анықталады:

$$t = H^2 N_0 / (\pi^2 c_v) = 4^2 \cdot N_0 / (3,14^2 \cdot 25) = 0,065 N_0, \text{ жыл}$$

Лайдың 95%-дық сүзілулік нығая сығылу уақыты ( $U=0,95$ , онда кестеден  $N_0=2,8$ ):

$$t_v = 0,065 N_0 = 0,065 \cdot 2,8 = 0,182 \text{ жыл}$$

Лайдың жылжымалылық шөгуі (7.16) формуласының екінші қосылатын саннан анықталады:

$$s_3 = H b_k \ln(t / t_v) = 400 \cdot 0,0146 \cdot \ln(t / t_v) = 5,85 \cdot \ln(t / t_v), \text{ см}$$

Шөгүлер  $s_t$  және уақыт  $t$  мәндеріне сай, жартылай логарифмдік кесте бойынша лайдың ұзақмерзімді шөгу қисығы салынады. Лайдың нығая сығылу шөгуі, 0,182 жыл ішінде 71 см, ал жылжымалылық шөгуі 49,8 жылда 33 см құрады.

### 7.3 Іргетастың жантаюын анықтау

7.3.1 Жеке іргетастардың немесе бүкіл ғимараттың жантаюы, іргетас деңгейіндегі аударатын күштер, көршілес іргетастардың әсері, жапсарлас аудандардың жүктемелері және негіздің сығылу әркелкілігі ескеріліп, есептелуге тиісті.

7.3.2 Іргетастардың жантаюын анықтағанда, бұдан басқа, әдетте, іргетастың тереңделуін, іргетастан жоғары конструкциялардың қатқылдығын және де іргетас (ғимарат) еңкеюінен жүктеме орталықтан тыс түсуінің ұлғаю мүмкіндігін ескеру қажет.

7.3.3 Орталықтан тыс жүктемеге түскендегі іргетастың жантаюы  $i$  келесі формула бойынша анықталады:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E k_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}, \quad (7.19)$$

мұндағы  $E$  және  $\nu$  – сәйкесінше, негіз топырағының деформация модулі және Пуассон еселігі ( $\nu$  мәні арнайы кесте бойынша қабылданады); әртекті негіз жағдайында  $E$  және  $\nu$  сығылу қалыңдығы бойынша орташаланып қабылданады.

$k_e$  – кесте бойынша қабылданатын еселік;

$V$  – іргетасқа, оның табанының деңгейіндегі барлық жүктемелер теңәсерінің тік құрамдасы;

$e$  – орталықтан тыс түсу мәні;



$a$  – аударатын күштер бағытындағы дөңгелек іргетастың радиусы немесе тікбұрыштының

жағы; табаны  $A$  ауданды дұрыс көпбұрыш түріндегі іргетас үшін  $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ .

$k_m$  – іргетастар жантаюын, сызықты деформацияланатын қабат сұлбасы бойынша,  $a \geq 10$  м және  $E \geq 10$  МПа есептеу кезінде ескерілетін және кесте бойынша қабылданатын еселік;

ЕСКЕРТУ Ені  $b < 10$  м іргетастардың жантаюын есептегенде  $N = p_0 A$ , ал  $b \geq 10$  м  $N = p A$ , мұндағы  $p_0$  және  $p$  – сәйкесінше негізге түсетін қосымша және толық қысымдар,  $A$  – іргетас табанының ауданы.

7.3.4 Басқа іргетастардың әсерінен, жапсарлас аудандардағы жүктемелерден, сондай-ақ негіз топырақтарының жоспар және тереңдік бойынша әртектілігінен пайда болған іргетастардың жантаюы, іргетастың қарама-қарсы жақтары орталарының шөгулер айырымдарының, оның ұзындығына немесе еніне деген қатынасы немесе іргетас бұрыштық нүктелері шөгулерінің айырымының араларындағы қашықтыққа деген қатынасы:

$$i_n = \frac{s_1 - s_2}{L}, \quad (7.20)$$

мұндағы  $s_1$  және  $s_2$  – іргетастың қарама-қарсы жақтары орталарының немесе бұрыштық нүктелерінің шөгулері;

$L$  – қаралатын нүктелер арасындағы қашықтық.

7.3.5 Іргетастар немесе бүкіл ғимараттар биік түрлерінің (барлық жүктемелер теңәсерінің тік түсетін құрамдасы іргетас табанынан елеулі биіктікте әсер ететін) жантаюы, іргетастың немесе бүкіл ғимараттың еңкеюінен жүктеменің орталықтан тыс түсуінің ұлғаюы, ескеріліп есептелуге тиісті. Қатқылдығы шектелген, биік ғимараттарда, іргетастан жоғары орналасқан конструкциялардың икемділігіне байланысты, тік жүктеме орталықтан тыс түсуінің ұлғаюын да ескерген жөн.

Біртекті негіздегі биік, қатқыл іргетастардың (ғимараттардың) жантаюы, келесі формула бойынша анықталады:

$$i_h = \frac{i}{1 - i_1 V h^*}, \quad (7.21)$$

мұнда  $i$  – негіздің қабылданған есептік сұлбасы, оның сығылғыштығы, іргетас түрі мен өлшемдері және де іргетас табанының деңгейіндегі біріккен аудару күшінің  $M$  әсер ету бағыты ескеріліп, анықталған аласа іргетастың немесе ғимараттың (жүктеменің тік құрамдасы  $V$ , іргетас табанының деңгейінде әсер етеді деп саналатын) жантаюы;

$i_1 = \frac{i}{M}$  – аласа іргетастың немесе ғимараттың, бірлік бұгуші күштен, жантаюы;

$V$  – іргетасқа әсер ететін барлық жүктеменің тік құрамдасы;

$h^*$  – іргетас табанынан, жүктеме  $N$  түсетін нүктеге дейінгі биіктік.

#### **7.4 Негіздің шекті деформациялары**

7.4.1 Негіз бен ғимаратқа ортақ деформацияларының шекті мәндері келесі талаптардың орындалу қажеттілігіне байланысты анықталады:

- а) ғимарат деформацияларына қойылатын технологиялық немесе сәулеттік талаптар;
- б) ғимараттың жалпы орнықтылығын қосқандағы конструкциялардың беріктігіне, орнықтылығына және жарықшаққа қарсы төзімділігіне қойылатын талаптар.

7.4.2 Технологиялық немесе сәулеттік талаптар бойынша негіз бен ғимараттың ортақ деформацияларының шекті мәндері  $S_{u,s}$  үймереттер мен ғимараттарды жобалау нормаларына, жабдықты пайдаланудың техникалық ережелеріне немесе жобалау тапсырысына сай, керек жағдайларда, пайдалану кезінде жабдықтарды түзеу ескеріле, белгіленуге тиісті.

7.4.3  $S < S_u$  шарттың сақталуы, үлгілі және жеке жобалар дайындағанда, ғимарат конструкциялары жағдайға байланысты беріктік, орнықтылық және жарықшаққа төзімділік бойынша есептелген соң, ғимаратты негіз бен біріктіре, есептеу құрамында тексеріледі.

7.4.4 Негіз деформацияларын шектейтін сәулеттік талаптар:

Ғимарат деформациялары, жалпы қарағанда, жағымсыз әсер қалдырмауға тиісті (мысалы, шектен тыс жантаю «кұлайды-ау» деген әсер қалдырады), конструкциялар бөліктерінің немесе сәулеттік бөлшектердің өзара ауытқуын шектеу және де адамдарға қалыпты пайдалану – тұрмыстық жағдайлар туғызу талаптары.

7.4.5 Негіз деформацияларын шектейтін технологиялық талаптарға жабдықты, жеке конструктивтік бөліктер мен құрылғыларды қалыпты пайдаланылуымен байланысты талаптар жатады.

7.4.6 Конструкциялардың беріктік, орнықтылық және жарықшаққа төзімділік шарттарымен байланысты, негіз бен ғимаратқа ортақ деформациялардың шекті мәндері, ғимарат пен негізді біріктіре есептеу негізінде анықталуға тиісті.

EN 1997-1:2004/2011-ші ҚР ҚН бойынша іргетастардың рауалы ауытқу мәндері, Е Қосымшасында келтірілген.

**А Қосымшасы**

(міндетті)

**Аумалы шекті күйлерге арналған жеке және түзету еселіктері мен олардың мәндері****А.1 Жеке және түзету еселіктері**

Осы қосымшада, міндетті түрде қолданылатын, аумалы шекті күйлер, ұзақ және уақытша жобалық ахуалдарға арналған жеке еселіктер  $\gamma$  және барлық жобалық ахуалдардағы қадалы іргетастар үшін түзету еселіктері  $\xi$ , келтірілген.

**А.2 Тепе-теңдік шекті күйін (EQU) тексеруге арналған жеке еселіктер**

(EQU) тепе-теңдік шекті күйін тексеру үшін тұрақсыздандыратын қолайсыз ұзақ мерзімді әсерлер жағдайында келесі жеке еселіктер  $\gamma_F: \gamma_{G,dst}$  қолданылуға тиісті:

- $\gamma_{G,dst}$  тұрақсыздандыратын қолайсыз тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{G,stb}$  тұрақтандыратын қолайлы тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{Q,dst}$  тұрақсыздандыратын қолайсыз қысқа мерзімді әсерлер үшін;
- $\gamma_{Q,stb}$  тұрақтандыратын қолайлы ауыспалы әсерлер үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде қолдану үшін  $\gamma_{G,dst}$ ,  $\gamma_{G,stb}$ ,  $\gamma_{Q,dst}$  және  $\gamma_{Q,stb}$  өлшемдеріне берілген мәндерді EN 1990:2002 ұлттық қосымшасынан табуға болады. Олардың ғимараттарға арналған мәндері EN 1990:2002 сәйкес А.1 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.1 – Әсерлердің жеке еселіктері  $\gamma_F$** 

Әсер	Белгісі	Мәні
Тұрақты: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,1
қолайлы <sup>b)</sup>	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Қысқа мерзімді: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
қолайлы <sup>b)</sup>	$\gamma_{Q,stb}$	0,0
<sup>a)</sup> Тұрақсыздандыратын. <sup>b)</sup> Тұрақтандыратын.		

Егер, ығысу кедергісінің ең төмен мәндері қолданылатын болса, онда (EQU) тепе-теңдік шекті күйін тексергенде, топырақ өлшемдері  $\gamma_M$  үшін келесі еселіктер пайдаланылуға тиісті:

- $\gamma_{\varphi'}$  - ығысу кедергісі бұрышының тангенсі үшін;
- $\gamma_{c'}$  - топырақтың тиімді ілініс күші үшін;
- $\gamma_{cu}$  - суы сығылмай ығысу, беріктігі үшін;
- $\gamma_{qu}$  - бүйірлі кеңею мүмкіндігі бар ығысу беріктігі үшін;
- $\gamma_{\gamma}$  - көлемдік салмақ үшін.

## ҚР НТҚ 07-01.4-2012

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  және  $\gamma_\gamma$  мәндерін ұлттық қосымшадан табуға болады. Олардың мәндері А.2 Кестесінде берілген.

**Кесте А.2 – Топырақ өлшемдерінің жеке еселіктері  $\gamma_M$**

Топырақтың өлшемдері	Белгісі	Мәні
Ығысу кедергісінің бұрышы <sup>a)</sup>	$\gamma_\phi$	1,25
Топырақтың тиімді ілініс күші	$\gamma_c$	1,25
Суы сығылмай ығысу, беріктігінің шегі	$\gamma_{cu}$	1,4
Бүйірлі кеңею мүмкіндігі бар ығысу беріктігі	$\gamma_{qu}$	1,4
Көлемдік салмақ	$\gamma_\gamma$	1,0
<sup>a)</sup> Бұл еселік $\text{tg}\phi$ қолданылады.		

### **А.3 Конструктивтік (STR) және геотехникалық (GEO) шекті күйлерге арналған жеке еселіктер**

#### **А.3.1 Әсерлерге $\gamma_F$ немесе әсерлер нәтижелеріне $\gamma_E$ арналған жеке еселіктер**

А1 немесе А2 топтарының конструктивтік (STR) және геотехникалық (GEO) шекті күйлерін анықтау үшін, әсерлердің  $\gamma_F$  немесе әсерлер нәтижелерінің  $\gamma_E$  жеке еселіктері пайдаланылуға тиісті:

- $\gamma_G$  - тұрақты қолайсыз немесе қолайлы әсерлер үшін;
- $\gamma_Q$  - уақытша қолайсыз немесе қолайлы әсерлер үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_G$  және  $\gamma_Q$  мәндерін [2] ұлттық Қосымшасынан табуға болады. [2] сәйкес, А1 және А2 топтарының ғимараттары үшін А.3 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.3 – Әсерлердің  $\gamma_F$  немесе әсерлер нәтижелерінің  $\gamma_E$  жеке еселіктері**

Әсер		Белгісі	Тобы	
			А1	А2
Тұрақты	Қолайсыз	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Қолайлы		1,0	1,0
Қысқа мерзімді	Қолайсыз	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Қолайлы		0	0

#### **А.3.2 Топырақ өлшемдеріне $\gamma_M$ арналған жеке еселіктер**

Конструктивтік (STR) және геотехникалық (GEO) шекті күйлерді тексеру үшін топырақ өлшемдеріне  $\gamma_M$  М1 немесе М2 топтарының келесі жеке еселіктерін пайдалану керек:

- $\gamma_\phi$  - ығысу кедергісі бұрышының тангенсі үшін;
- $\gamma_c$  - топырақтың тиімді ілініс күші үшін;
- $\gamma_{cu}$  - су сығылмай ығысу беріктігінің шегі үшін;
- $\gamma_{qu}$  - бүйірлі кеңею мүмкіндігі бар ығысу беріктігі үшін;

–  $\gamma_\gamma$  - көлемдік салмақ үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  және  $\gamma_\gamma$  мәндерін ұлттық қосымшадан табуға болады.  $M1$  және  $M2$  екі тобына олардың мәндері А.4 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.4 – Топырақ өлшемдерінің  $\gamma_M$  жеке еселіктері**

Топырақтың өлшемдері	Белгісі	Тобы	
		M1	M2
Ығысу кедергісінің бұрышы <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Топырақтың тиімді ілініс күші	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Су сығылмай ығысу беріктігінің шегі	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Бүйірлі кеңею мүмкіндігі жоқ кездегі басып енгізуге деген беріктік	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Көлемдік салмақ	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0
<sup>a)</sup> Бұл еселік $\text{tg}\phi'$ қолданылады.			

### А.3.3 Кедергілердің $\gamma_R$ жеке еселіктері

#### А.3.3.1 Табиғи негіздегі іргетастардың кедергілік жеке еселіктері

Табиғи негіздегі іргетастар үшін конструктивтік (STR), геотехникалық (GEO) шекті күйлерді тексеру үшін  $R1$ ,  $R2$  немесе  $R3$  топтарын және кедергі  $\gamma_R$  жеке еселіктерінің келесі топтарын пайдалану керек:

- $\gamma_{R,v}$  - сығылу кедергісі үшін;
- $\gamma_{R,h}$  - бет бойынша ығысу кедергісі үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_{R,v}$  және  $\gamma_{R,h}$  мәндерін ұлттық қосымшадан табуға болады. Барлық  $R1$ ,  $R2$  немесе  $R3$  топтары үшін олардың мәндері А.5 кестесінде келтірілген.

**Кесте А.5 – Табиғи негіздегі іргетастардың жеке еселіктері  $\gamma_R$**

Кедергісі	Белгісі	Тобы		
		$R1$	$R2$	$R3$
СЫҒЫЛУ	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
ЫҒЫСУ	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

**Кесте А.6 – Құламалар орнықтылығы мен жалпы орнықтылықтардың жеке кедергі еселіктері  $\gamma_R$**

Кедергісі	Белгісі	Тобы		
		$R1$	$R2$	$R3$
Топырақтың кедергісі	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

**А.4 Гидростатикалық көтергіш күштің (UPL) шекті күйлерін анықтауға арналған жеке еселіктер**

Гидростатикалық көтергіш күштің (UPL) шекті күйлерін анықтау үшін  $\gamma_F$  әсерлеріне келесі жеке көбейткіштер қолдану қажет:

- $\gamma_{G,dst}$  - тұрақсыздандыратын қолайсыз тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{G,stb}$  - тұрақтандыратын қолайлы тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{Q,dst}$  --тұрақсыздандыратын қолайсыз уақытша әсерлер үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_{G,dst}$ ,  $\gamma_{G,stb}$  және  $\gamma_{Q,dst}$  мәндерін ұлттық қосымшадан табуға болады. Олардың мәндері А.7 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.7 – Әсерлердің жеке көбейткіштері**

Әсер	Белгісі	Мәні
Тұрақты: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,0
қолайлы <sup>b)</sup>	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Қысқа мерзімді: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,5
<sup>a)</sup> Тұрақсыздандыратын. <sup>b)</sup> Тұрақтандыратын.		

Гидростатикалық көтергіш күштің (UPL) шекті күйлері үшін кедергілер ескерілсе, онда келесі жеке еселіктерді қолданған жөн:

- $\gamma_{\phi'}$  - ығысу кедергі бұрышының тангенсі үшін;
- $\gamma_{c'}$  - топырақтың тиімді ілініс күші үшін;
- $\gamma_{cu}$  - су сығылмай ығысу, беріктігі үшін;
- $\gamma_{s,t}$  - қаданың жұлқуға деген кедергісі үшін;
- $\gamma_a$  - қарнақтың кедергісі үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{s,t}$  және  $\gamma_a$  мәндерін ұлттық қосымшада табуға болады. Олардың мәндері А.8 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.8 – Топырақтың өлшемдері мен кедергілердің жеке еселіктері**

Топырақтың өлшемдері	Белгісі	Мәні
Ығысу кедергісінің бұрышы <sup>a)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Топырақтың тиімді ілініс күші	$\gamma_{c'}$	1,25
Су сығылмай ығысу беріктігі үшін	$\gamma_{cu}$	1,40
Қаданың созылу кедергісі	$\gamma_{s;t}$	1,40
Қарнақтық бекіткіштің кедергісі	$\gamma_a$	1,40
<sup>a)</sup> Осы көбейткіш $\text{tg}\varphi'$ қолданылады.		

#### **А.5 Топырақтың гидравликалық көтерілу (HYD) кезіндегі шекті күйлерді тексеруге арналған жеке еселіктер**

Топырақтың гидравликалық көтерілу (HYD) кезіндегі шекті күйлерді анықтау үшін келесі жеке көбейткіштерді  $\gamma_F$  қолданған жөн:

- $\gamma_{G;dst}$  - тұрақсыздандыратын қолайсыз тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{G;stb}$  - тұрақтандыратын қолайлы тұрақты әсерлер үшін;
- $\gamma_{Q;dst}$  - тұрақсыздандыратын қолайсыз қысқа мерзімді әсерлер үшін.

ЕСКЕРТУ Нақты бір елде пайдалану үшін  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  және  $\gamma_{Q;dst}$  өлшемдеріне берілетін мәндері EN 1990:2002 тіркелген ұлттық қосымшадан табуға болады. Олардың мәндері А.9 Кестесінде келтірілген.

**Кесте А.9 – Әсерлердің жеке еселіктері  $\gamma_F$** 

Әсер	Белгісі	Мәні
Тұрақты: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,35
қолайлы <sup>b)</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Қысқа мерзімді: қолайсыз <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
<sup>a)</sup> Тұрақсыздандыратын. <sup>b)</sup> Тұрақтандыратын.		

**Б Қосымшасы**

(міндетті)

1, 2 және 3 жобалық амалдар үшін жеке еселіктерді таңдаудың түсіндірмелері

**Б.1 Жалпы ережелер**

Ұзақ және уақытша шекті күйлер (STR) және (GEO) үшін келесі үш жобалық амалдар ұсынылады. Олар, әсерлер мен кедергілердің нәтижелерін үлгілегендегі екіталайлықты ескеру әдісіне деген амалдардың айырмашылығына байланысты әсерлер, материал қасиеттері және кедергілер араларында жеке еселіктер үлестірілу әдісімен ерекшеленеді.

1 жобалық амалда, барлық жобалар үшін, екі әртүрлі ахуалдарда қолданылатын еселіктердің екі жиынтығы бойынша тексерулер қажет. Егер, жоба үшін, бұл еселіктер жиынтықтарының біреуінің қолайлылығы көрініп тұрса, онда екінші жиынтық бойынша есептеу міндетті емес. Еселіктер, әсерлер нәтижелеріне емес, әсерлердің өздеріне қолданылады. Еселіктер топырақ өлшемдеріне жиі қолданылады, бірақ қадалар мен қарнақтарды жобалағанда кедергілерге қолданылады.

2 және 3 жобалық амалдарда, жобаның әрбір бөлігіне жалғыз ғана, еселіктер қолданысы тек осыған сәйкестендірілген, есептеу қажет.

2 жобалық амалда, еселіктер әсерлерге, немесе әсерлер нәтижелері мен кедергілерге қолданылады.

3 жобалық амалда, еселіктер әсерлерге немесе ғимарат әсерлерінің нәтижелеріне және топырақ өлшемдеріне қолданылады.

**Б.2 Әсерлер мен әсерлер нәтижелеріне арналған еселіктер**

[2] -да  $\gamma_f$  – әсер шамасының сипаттамалық мәнінен қолайсыз ауытқу мүмкіндігін ескеретін еселік деп көрсетілген. Сондай-ақ  $\gamma_{S;d}$  әсерлер мен әсерлер нәтижелерін үлгілеудің екіталайлығын ескеретін жеке еселік түрінде де қарастырылады.

[2] бойынша  $\gamma_{S;d}$  мен  $\gamma_f$  біріктіріп  $F_k$  үшін бір еселік қылып қабылдауға болады:

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \gamma_f, \quad (\text{Б.1})$$

[2] -дағы әртүрлі амалдар, еселіктердің тек әсерлерге, немесе әсерлер нәтижелеріне қолданғанын талап етеді. Негіз әсерлеріне үлгі еселіктерін  $\gamma_{S;d}$  осылай қолдану айрықшалығын сақтап, ұлттық ерекшеліктерді ескерсе де, геотехникалық жобалауды жеңілдету үшін, әсерлерге  $\gamma_F$  және  $\gamma_E$  қолданылады (А Қосымшасындағы, А.1 және А.3 Кестелерін қараңыз).

Бұл жергілікті әкімшілікке  $\gamma_{S;d} \gamma_f$  әртүрлі мәндерінің бірігу түрін таңдауға мүмкіндік береді.

(Б.2) Формуласы әсерлер есептеуіне  $X_k / \gamma_M$  қатынасын еңгізеді, себебі кей жағдайларда негіз материалының қасиеттері геотехникалық әсерлер мәндеріне әсерін тигізуі мүмкін.



1 жобалық амалда, екі жеке есептеулерде пайдаланылатын еселіктердің екі бірігу жиынтықтары бойынша тексеріс қажет.

1 бірігу түрінде 1 тең емес еселіктер, негізінде, әсерлер нәтижелерінің еселіктері 1 тең әсерлерге қолданылынады. Сонымен (Б.1) Формуласында  $\gamma_F \neq 1$  және  $\gamma_E = 1$  деп қабылданады.

Ерекшелік: егер физикалық тұрғыдан ойланбай  $\gamma_F \neq 1$  пайдаланылса (мысалы, деңгейі тұрақты сұйық өнім қоймасы) онда 2 бірігуде әрқашан  $\gamma_E = 1$  деп қабылданып, мұндағы  $\gamma_F \neq 1$  тек ауыспалы әсерлер үшін қабылданады.

Қорыта келгенде, (Б.2) Формуласы 1 жобалық амалда келесі түрге келтіріледі:

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (\text{Б.2})$$

2 жобалық амалда, жобаның әрбір бөлігіне, тек қана бір есептеу жүргізіледі және әселер мен әсерлер нәтижелеріне еселіктер қолдану, ұлттық ерекшеліктерге сәйкес қарастырылып, таңдалатын есептеулерге байланысты өзгереді.

$\gamma_E \neq 1$  және  $\gamma_F = 1$  немесе  $\gamma_F \neq 1$  және  $\gamma_E = 1$  нұсқалары пайдаланылады.  $\gamma_M = 1$  деп қабалданғандықтан, (Б.2) Формуласы келесі түрге келтіріледі:

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{ F_{\text{тер}}; X_k; a_d \}, \quad (\text{Б.3})$$

немесе

$$E_d = E \cdot \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k; a_d \}, \quad (\text{Б.4})$$

3 жобалық амалда, тек бір ғана есептеу қажет. Бірақ, сонымен бірге, ғимараттан берілетін  $F_{\text{тер}}$  және  $X_k$  тұратын мәндері бойынша есептелінетін негізден немесе негіз арқылы таралатын әсерлер арасындағы айырмашылық ескеріледі.  $\gamma_E \neq 1$  және  $\gamma_F = 1$  немесе  $\gamma_E = 1$  және  $\gamma_F \neq 1$  шарт пайдаланылады. Дегенмен, (Б.2) Формула, өз түрін сақтап қалады:

$$E_d = E \cdot \{ \gamma_F F_{\text{тер}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (\text{Б.5})$$

немесе

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{ F_{\text{тер}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (\text{Б.6})$$

### Б.3 Материалдардың беріктігі мен кедергілеріне арналған түзету еселіктері

[2] (Б.5) Формуласы бойынша анықталған мән (Б.6) формуласы бойынша анықталған мәнге пара-пар:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \cdot \{ x_{i;d}; a_d \} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} \cdot \{ \eta_i \frac{x_{i;k}}{\gamma_{mj}}; a_d \} \quad (\text{EN 1990:2002}) \quad (\text{Б.4.1}) \text{ формуласы} \quad (\text{Б.7})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \{\gamma_F F_{rep}; \frac{x_k}{\gamma_M}; a_d\}, \quad (\text{Б.8})$$

[2] (Б.7) Формуласы  $\gamma_F F_{rep}$  жобалық кедергілердің есептелуіне қосатынын ескеру қажет, себебі, кейбір жағдайларда, әсерлер шамалары геотехникалық кедергілер, мысалы, тайыз орнатылатын іргетастардың көтеру қабілеті (bearing capacity) шамаларына әсер етуі мүмкін.

[2]  $\eta$  түзету еселігінің мәні 1,0 тең деп қабылданған, өйткені материалдар беріктігінің сипаттамалық мәндері, сол жердегі ахуалға байланысты анықталып,  $\eta$  сипаттамалық мәніне еңгізілген.

Осы стандарттағы әртүрлі амалдар, еселіктердің материалдар беріктігіне  $X$  немесе кедергілерге  $R$  қолданғанын талап етеді. Бұл еселіктер, түрлі әдістермен материалдар еселіктерінің  $\gamma_m$  және үлгі кедергілері еселіктерінің, мәндерін біріктіреді. Жеңіл болу үшін беріктік  $X$  еселіктері -  $\gamma_m$ , ал, материалдар кедергілерінің  $R$  еселіктері -  $\gamma_R$  – деп белгіленеді.

1 жобалық амалда, екі әртүрлі есептеулер еселіктерінің бірігу жиынтықтары тексерілуге тиісті.

1 еселіктер бірігуінде 1.0 тең еселіктер материалдар беріктігі мен кедергілеріне қолданылады. Мысалы,  $\gamma_M = \gamma_R = 1$  (Б.8) Формуласында.

2 біріктіруде, қадалар мен қарнақтарды қоспағанда,  $\gamma_M > 1$ , ал  $\gamma_R = 1$ .

Көп жағдайларда, 1 жобалық амал, (Б.9) Формуласына негізделеді:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.9})$$

Бірақ, қадалар мен қарнақтар үшін, 2 біріктіруде (Б.9) Формуласында  $\gamma_M = 1$  және  $\gamma_R > 1$  мәндері пайдаланылады, мысалы:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.10})$$

2 жобалық амалда, 1.0 тең еселіктер, әдетте материалдар беріктігіне, ал кедергілерге – 1.0 асатын еселіктер пайдаланылады. Мысалы,  $\gamma_M = 1$ ,  $\gamma_R > 1$  (Б.10) Формуласында қолданылады:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.11})$$

$\gamma_F = 1$  деп пайдаланылғанда, (Б.11) формуласы келесі түрде қолданылады:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{F_{rep}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.12})$$

3 жобалық амалда, әдетте,  $\gamma_M > 1$  және  $\gamma_R = 1$  пайдаланылады. (Б.12) Формуласы келесі түрде қолданылады:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.13})$$

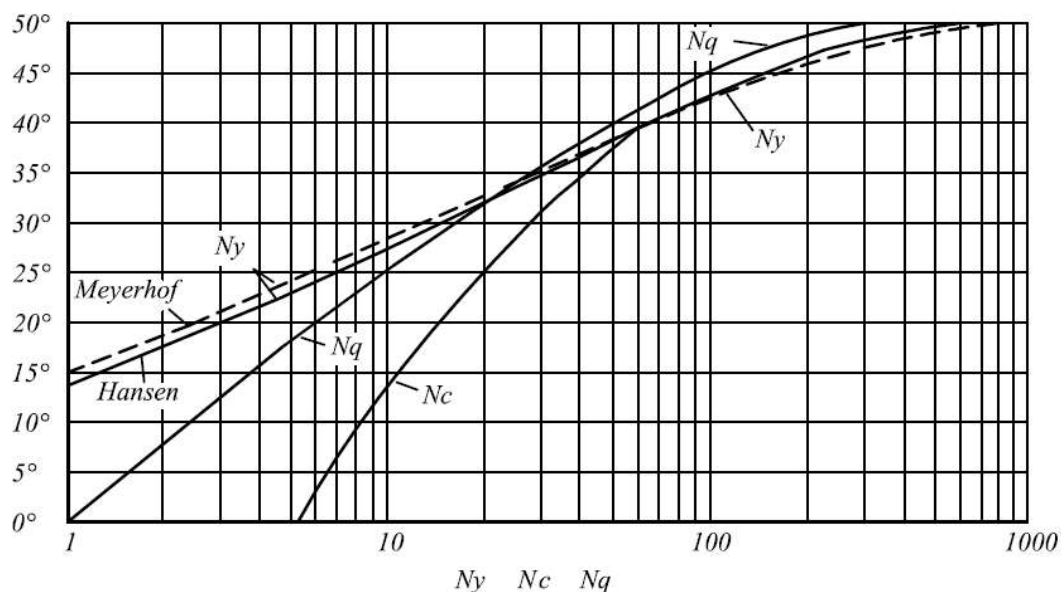
Кейде  $\gamma_R > 1$  деп қабылдау керектігін ескеру керек (мысалы, жұлқуға жұмыс істейтін қадалар үшін), онда, (Б.13) Формуласы келесі түрде пайдаланылады:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R, \quad (\text{Б.14})$$

## В Қосымшасы

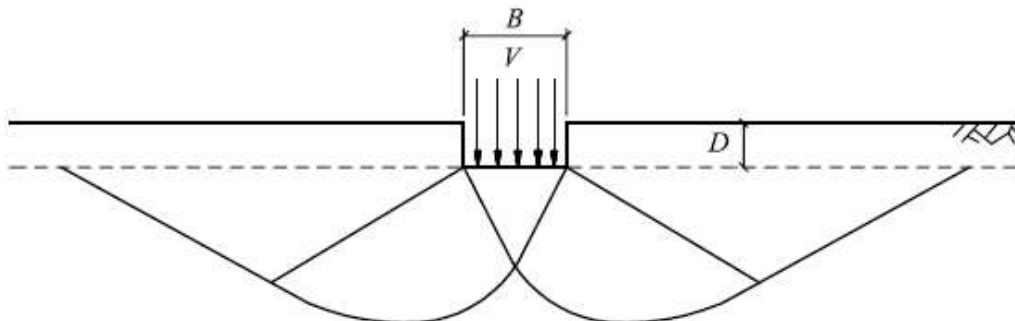
(ақпараттық)

## Негіздерді көтеру қабілеті бойынша есептеу мысалдары



**В.1 Сурет – Негіздің көтеру қабілетін бағалауға арналған  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  еселіктерді анықтайтын графиктер**

МЫСАЛ 1



**В.2 Сурет – Көтеру қабілетін анықтау мысалдарына**

Табан өлшемдері 2.25 x 2.25м іргетас,  $D = 1.5$  м тереңдігінде, беріктік сипаттамалары  $c' = 0$  және  $\varphi' = 38^\circ$  құмды топыраққа орнатылған. Негіз топырағының көтеру қабілетін анықтау керек, егер а) су деңгейі іргетастан жоғары, в) су деңгейі жер бетінде болса. Құмның, судан жоғары меншікті салмағы  $18 \text{ кН/м}^3$ , ал суға қаныққан күйде  $20 \text{ кН/м}^3$ . Шаршы түріндегі табан үшін ( $c = 0$ ) келесі формула бойынша:

$$R_d = \gamma D N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$\varphi' = 38^\circ$  болғандағы еселіктер (В.1-Сурет):  $N_\gamma = 67$  және  $N_q = 49$ .

а) жағдайы:

$$R_d = (18 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 18 \times 2.25 \times 67) = 1323 + 1085 = 2408 \text{ кН} / \text{м}^2$$

в) жағдайы:

$$R_d = \gamma' D N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma = (10.2 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 10.2 \times 2.25 \times 67) = 750 + 615 = 1365 \text{ кН} / \text{м}^2$$

МЫСАЛ 2 Таспалы іргетасқа тұрақты жүктеме 500 кН/м және уақытша жүктеме 300 кН/м түрлеріндегі әсер беріледі. Іргетас  $D=0.7$  м тереңдігінде, қиыршық тасты құмға орнатылған. Беріктік өлшемдері  $c=0$  және  $\phi'=40^\circ$ . Қауіпсіздік еселігі 3 тең болғандағы іргетас табанының енін табу керек. Іргетас ені, топырақтың есептік кедергісін қанағаттандыра ма? Құмның су деңгейінен жоғары меншікті салмағы  $17 \text{ кН/м}^3$  тең, ал суға қаныққан күйде  $20 \text{ кН/м}^3$ .

$\phi' = 40^\circ$  тең болғандағы, көтеру қабілет еселіктері  $N_\gamma = 95$  және  $N_q = 64$  (В.1-Суреті). Тиімді кернеулерді ескергендегі (су деңгейінен төмен орналасқан топырақты сипаттайтын, судың қалқыту әсерін ескеретін, құмның меншікті салмағын) шекті күй:

$$R = \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma = (17 \times 0.7 \times 64) + \left( \frac{1}{2} \times 10.2 \times B \times 95 \right) = 762 + 485 B$$

Көтеру қабілеті:  $R_d = R - \gamma D = 762 + 485 B$

Табан ені  $B = 1.55$  м қабылдаймыз.

Қауіпсіздік еселігін ескергендегі, беріктік өлшемдері:  $(\tan 40^\circ / 1.25) = 34^\circ$   
 $(\phi'_d = \tan^{-1}(\tan \phi'_k / 1.25))$  сонда  $N_\gamma = 35$  және  $N_q = 30$ .

Негіз топырағының көтеру қабілеті:

$$R_d = 1.55 \left[ (17 \times 0.7 \times 30) + \left( \frac{1}{2} \times 10.2 \times 1.55 \times 35 \right) \right] = 982 \text{ кН} / \text{м}$$

Еселіктер ескерілгендегі әсер шамасы:

$$V_d = (500 \times 1.00) + (300 \times 1.30) = 890 \text{ кН/м. Шарт орындалады.}$$

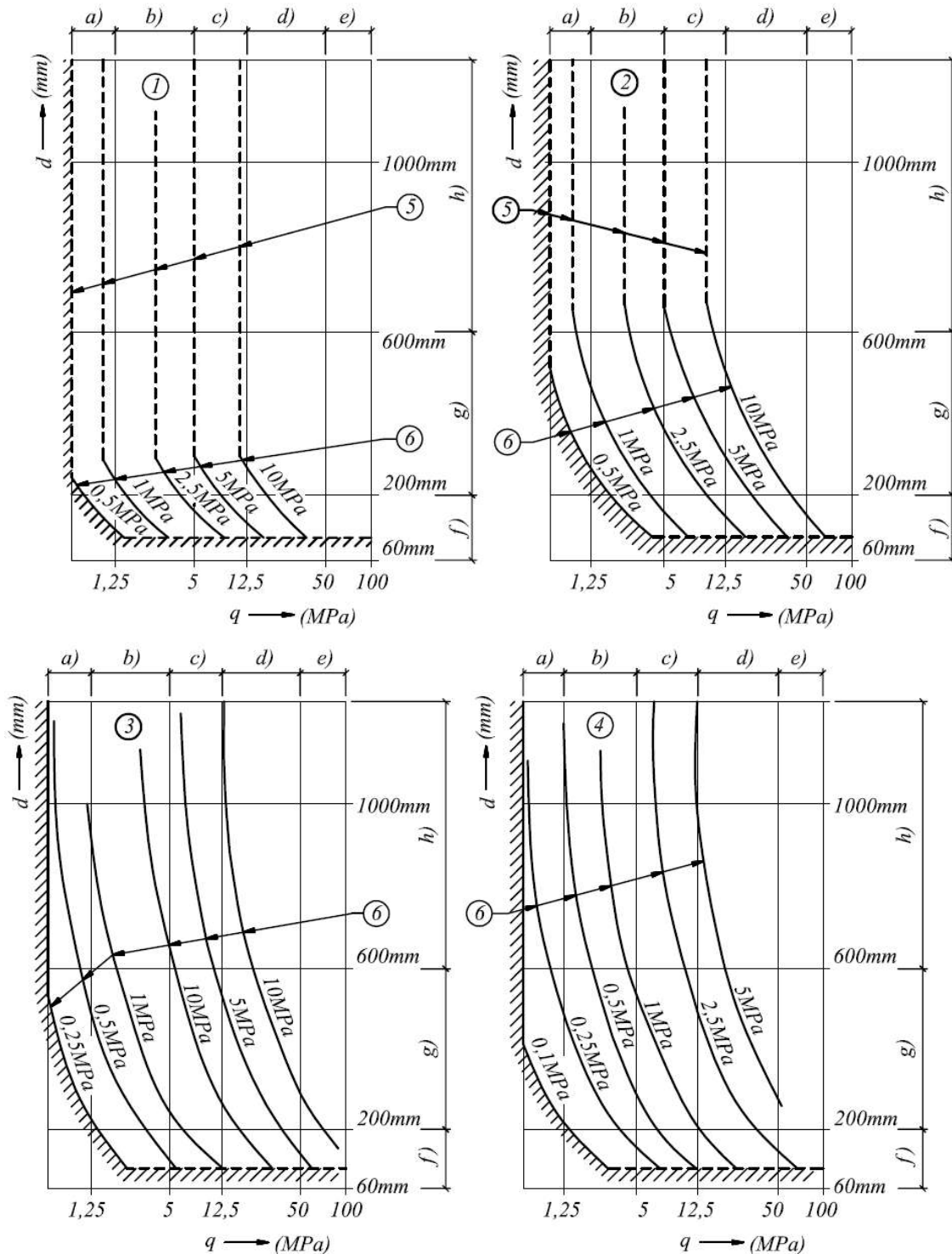
$\phi' = 40^\circ$  тең болғанда (топырақ сипаттамаларының еселігі 1.00 тең),  $N_q = 64$ ,  $N_\gamma = 95$  онда  $R_d = 2344$  кН/м. Жүктеме еселіктері 1.35 және 1.50 болғандағы  $V_d = (500 \times 1.35) + (300 \times 1.50) = 1125$  кН/м. Шарт қанағаттандырылады.

**Г Қосымшасы***(анықтамалық)***Жартасты негіздегі іргетастардың болжамды көтеру қабілетін есептеу әдісі**

Осал және қираған, жарықшақтары, кеуектілігі 35 % аспайтын, бор енетін материалмен толтырылған, жартасты топырақтардың болжамды көтеру қабілетін, Г.1-Суреті бойынша, Г.2-Кестесінде келтірілген жіктелуін ескеріп, ғимарат, іргетас енінің 0,5% тең шөгулерді қабыл алады деген жорамалмен анықтауға болады. Болжамды шөгулер мәні, тура тәуелділіктен алынуы мүмкін. Осал және қираған, жарықшақтары ашық немесе толтырылмаған жартасты топырақтар үшін, көтеру қабілеттің кіші мәндері пайдаланылуға тиісті.

**Кесте Г.1 – Осал және қираған жартасты топырақтардың жіктелуі**

Тобы	Жартастық топырақтың түрі
1	Таза әктастар мен доломиттер Кеуектілігі төмен карбонаттық құмтастар
2	Жанартау жыныстары Оолиттік және мергельдік әктастар Қатты біріккен құмтастар Қатып қалған карбонаттық аргиллиттер Әртүрлі тақтатастар енген, метаморфтық жыныстар (жазықтық түрінде қабаттасқан)
3	Қатты мергельденген әктастар Нашар біріккен құмтастар Әртүрлі тақтатастар (еңістік түрінде қабаттасқан)
4	Бірікпеген балшықты тақтатастар



**Г.1 Сурет – Жартастық негіздегі шаршы іргетастардың болжамды көтеру қабілеті (іргетас енінің 0,5 % аспайтын шөгулер жағдайында)**

Абсцисса бойынша:  $q_u$  (МПа): тік сығылу беріктігі

Ордината бойынша:  $d_s$  (мм) тұтастықтық үзілу адымы

1 – 1 топтағы жартастық жыныс; 2 – 2 топтағы жартастық жыныс; 3 – 3 топтағы жартастық жыныс; 4 – 4 топтағы жартастық жыныс; 5 – жарықшақтары толтырылған

## **ҚР НТҚ 07-01.4-2012**

жағдайдағы, жартасты жыныстың тік бағытта сығылу беріктігінен, немесе жарықшақтар ашық кезіндегі, осы мәннің 50 % аспайтын рауалы түйісу қысымы; 6 – рауалы түйісу қысым:

- a) қатты жарықшақтанған жартасты жыныс;
  - b) жарықшақтанған жартасты жыныс;
  - c) шамалы жарықшақтанған жартасты жыныс;
  - d) беріктігі шамалы жартасты жыныс;
  - e) берік жартасты жыныс;
- жарықшақтар:
- f) жиі орналасқан
  - g) орташа орналасқан
  - h) сирек орналасқан

Төрт топтың әрқайсысына енетін жыныстар түрлерін Г.1-Кестесінен қараңыз. Сызықталған аймақтардағы болжамды көтеру кедергісі, көріп тексерілген соң, және/немесе жынысты сынақтарынан кейін бағаланады.



## Д Қосымшасы

(ақпараттық)

## Нығая сығылумен (негіздіктің) байланысты шөгуді есептеу

Негіздің, нығая сығылуынан іргетастың шөгуін есептеу үшін, топырақтың бүйірлі кеңеюге мүмкіндігі жоқ кездегі, бірөлшемдік нығая сығылу графигін пайдалануға болады. Су сығыла алмайтын күйдегі және нығая сығылу шөгулері, жалпы шөгу мәнін ұлғайтатын болғандықтан, эмпирикалық түзетулерді пайдаланған жөн. Негіздің нығая сығылуынан пайда болатын шөгулерді есептеу нәтижелері бойынша, уақыт ÷ шөгу тәуелділігі анықталады.

Иленгіш топырақтарда, бастапқы нығая сығылу аяқталғанша, шөгудің ұлғаю жылдамдығын белгілі шамамен, компрессиялық сынақтардан алынған нығая сығылу өлшемдерін қолдану арқылы, анықтауға болады. Дегенмен, нығая сығылу тудыратын шөгулердің ұлғаю жылдамдығын табиғи сынақтардан алынатын сүзілу еселігі арқылы анықтаған дұрыстау болады, себебі, бұл жағдайда, сығылу кезіндегі іргетас шөгуінің дәрежесі, далалық сынақтардан алынған су өткізгіштіктің мәндерін пайдалану арқылы есептелінеді.

**МЫСАЛ** Топырақ қабатының шөгуін, әртүрлі уақыт аралығында: 1 жыл, 2 жыл және 5 жыл ішінде анықтау керек. Топыраққа түсетін қысым  $p=0,2 \text{ МПа} = 20 \text{ Н/см}^2$ , қалыңдығы  $h=5\text{м}$  топырақ қабатының салыстырмалы сығылу еселігі  $m_v=0.001 \text{ см}^2/\text{Н}$ , сүзілу еселігі  $k_\phi = 1 \cdot 10^{-8} \text{ см/с}$ .

Тұрақты көбейткіш:

$$N = [\pi^2 c_v / (4h^2)]t,$$

Алдын ала,  $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/жыл}$  және  $\gamma_w = 9,8 \cdot 10^{-3} \text{ Н/см}^3$  екенін ескеріп, нығая сығылу еселігін  $c_v$  табамыз:

$$c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w} \approx \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0.001 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3}} \approx 30000 \text{ см}^2 / \text{год},$$

Сонда

$$N \approx [9.87 \cdot 30000 / (4 \cdot 500^2)]t \approx 0.3t,$$

Тұтас жүктеме жағдайындағы топырақ қабатының тұрақтанған толық шөгуі:

$$s \approx hm_v p = 500 \cdot 0.001 \cdot 20 = 10 \text{ см},$$

Жүктелген соң 1 жыл ішінде шөгу мәнін  $S_1$  есептеу үшін:

$$e^{-N} = e^{-0.3 \cdot 1} = 0.741; e^{-9N} = e^{-9 \cdot 0.3 \cdot 1} = 0.067,$$

Енді, қарастырылатын топырақ қабатының шөгуі 1 жылдан кейін:

$$s_1 = hm_v p [1 - \frac{1}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N})] = 10 [1 - 0.81(0.741 + 0.007)] = 3.9 \text{ см},$$

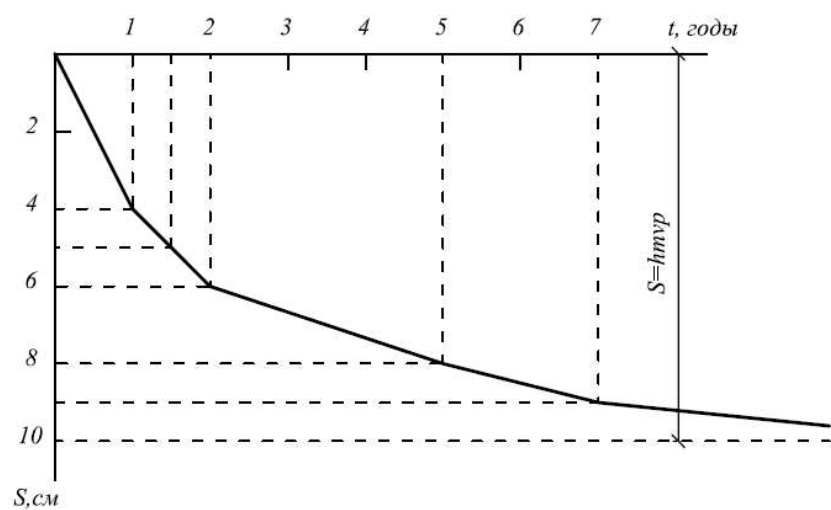
Қатардың бірінші мүшесімен шектеліп, 2 жылдан кейінгі шөгу мәнін сол формула бойынша анықтаймыз:

$$e^{-N} = e^{-0.3 \cdot 2} = 0.549,$$

$$s_2 = hm_v p (1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}) = 10(1 - 0.81 \cdot 0.549) = 5.6 \text{ см},$$

$t=5$  жылға тең болғанда:

$$s_2 = 10(1 - 0.81 \cdot e^{-0.3 \cdot 5}) = 8.2 \text{ см},$$



Д.1 Сурет – Нығая сығылудан шөгуді есептеу мысалына

**Е Қосымшасы**

(ақпараттық)


**Конструкциялар деформациялары мен іргетастардың ауытқуларының шекті мәндері**

[2] қабылданған іргетастар ауытқуларының рауалы мәндері

Технологиялық немесе сәулеттік талаптар бойынша, негіз бен ғимараттың ортақ деформацияларының шекті мәндері  $s_{u,s}$  жағдайға сай, үймереттер мен ғимараттарды жобалау нормалары, жабдықтарды пайдалану техникалық ережелері немесе пайдалану кезіндегі қажетті жағдайларда жабдықтардың түзетілуі ескерілген жобалау тапсырысы арқылы, анықталуға тиісті.

Егер ғимарат конструкциялары, ғимарат пен негіз әрекетестігінен туындайтын күштерге есептелінбесе және де жобалау тапсырысында  $s_{u,s}$  мәндері көрсетілмесе, онда негіздер деформацияларының шекті мәндерін, төмендегі кесте бойынша, қабылдауға болады.

**Е.1 кесте – Негіздіктің шекті деформациялары**

Ғимараттар	Негіздіктің шекті деформациялары		
	Салыстырмалы шөгулер айырымы $(s/L)_u$	Жантаю $i_u$	Орташа  (жақшаларда ең жоғарысы $s_{max,u}$ ) шөгу, см
1. Толық қаңқалы өндірістік және азаматтық, бір қабатты және көп қабатты үймереттер, қаңқалары: темір-бетонды болаттан жасалған	0,002 0,004	- -	(8) (12)
2. Әркелкі шөгулерден конструкцияларында күштер пайда болмайтын, үймереттер мен ғимараттар	0,006	-	(15)
3. Көп қабатты қаңқасыз үймереттер. Көтергіш қабырғалары: ірі панельдер ірі блоктардан немесе кірпіштен нығайтылмай қаланған арматурамен нығайтылып, темірбетонды құрсауға алынған	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 10 15

Е.1 кесте - Негіздіктің шекті деформациялары (жалғасы)

Ғимараттар	Негіздіктің шекті деформациялары		
	Салыстырмалы шөгулер айырымы $(s/L)_u$	Жантаю $i_u$	Орташа $\bar{s}_u$ (жақшаларда ең жоғарысы $s_{max,u}$ ) шөгу, см
4. Элеваторлардың темірбетонды конструкциялардан жиналған ғимараттары: бір іргетастық тақтада орнатылған жұмыс үймереті мен конструкциясы тұтас құймалы сүрлем корпусы			
сол сияқты, конструкциясы құрастырмалы	-	0,003	40
жеке тұратын тұтасқұймалы сүрлем корпусы	-	0,003	30
	-	0,004	40
сол сияқты, конструкциясы құрастырмалы	-	0,004	30
жеке-жеке тұратын жұмыс үймереті	-	0,004	25
5. Мұржалар $H$ , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. 4 және 5 көрсетілгендерден басқа биіктігі 100м дейін қатқыл ғимараттар.	-	0,004	20
7. Антенналық байланыс ғимараттары:			
жерге қосылған мачта бағандары	-	0,002	20
сол сияқты, электрооқшауланған	-	0,001	10
радио мұнаралары	0,002	-	-
қысқа толқынды радиостанциялардың	0,0025	-	-
мұнаралары			
мұнаралар (жеке блоктар)	0,001	-	-
8. Электр тоғын тарататын әуе желілерінің тіректері:			
аралық тұзу	0,003	0,003	-
қарнақтық және қарнақтық – бұрыштық, аралық бұрыштық, шеткілікті, тарату	0,0025	0,0025	-
құрылғыларының ашық порталдары арнайы өтпелі	0,002	0,002	-

**Е.1 кесте - Негіздіктің шекті деформациялары (жалғасы)**

<p>ЕСКЕРТУ 1 Осы кестенің 3б. көрсетілген үймереттердің салыстырмалы иіліс (иін) шекті мәндері 0, 5 (s/L)и тең қылып алынады.</p> <p>ЕСКЕРТУ 2 Осы кестенің 8б. бойынша, шөгулердің салыстырмалы айырымын анықтағанда, L, көлденең жүктемелер бағытындағы іргетастар блоктарының осьтар арасындағы қашықтыққа теңестіріледі, ал керілген тіректерде – қысылған іргетас пен қарнақ осьтерінің арасындағы қашықтыққа.</p> <p>ЕСКЕРТУ 3 Егер негіз көлденең (еністігі 0,1 аспайтын) қалыңдығы өзгере қоймайтын топырақ қабаттарынан құралған болса, онда шөгулердің ең үлкен және орташа мәндерін 20% көбейтуге болады.</p> <p>ЕСКЕРТУ 4 Ісінетін топырақтардан құралған негіздер көтерілуінің шекті мәндерін, келесі ретте қабылдауға болады: осы кестеде келтірілген деформациялардың шекті мәндерінің - 25%, ең жоғары және орташа көтерілулер үшін, ал үймереттер шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі (салыстырмалы иін) үшін - 50 %.</p> <p>ЕСКЕРТУ 5 Іргетастары тұтас тақта түріндегі, осы кестені 1-3 б. келтірілген ғимараттар үшін, орташа шөгулердің шекті мәндерін 1,5 есе үлкейтуге болады.</p>
--

Іргетастар ауытқуларының келесі түрлері ескерілуге тиісті: шөгу, салыстырмалы (немесе әркелкі) шөгу, бұрылыс, жантаю, салыстырмалы иіліс, салыстырмалы бұрылыс, көлденең ауытқу және дірілдеу ені.

Ашық қаңқалы, қаңқасы толтырылған және қабырғалары көтергіш немесе тұтас, кірпішті ғимараттардың рауалы салыстырмалы бұрылыстарының ең үлкен мәндері бірдей болады деуге болмайтын шығар десек те, ғимаратта қызмет ету кезінде шекті күй пайда болмау үшін, олар, жобамен  $1/2000 \div 1/300$  аралықта болуға тиісті.  $1/500$  тең, ең жоғары салыстырмалы бұрылысты көп ғимараттар еркін қабылдай алады. Апаттық күйге апаратын салыстырмалы бұрылыс шамамен  $1/150$  тең. Жоғарыдағы қатынастар төмен қарай иілуге қарасты келтірілген. Иіні жоғары қараған жағдайда (ортасынан гөрі, шеттері көбірек отырады) бұл шаманы екі есеге азайтуға болады.

Жеке іргетастардағы қалыпты ғимараттар, 50 мм аспайтын шөгулерді әдетте, еркін қабылдайды. Мәні жоғарырақ шөгулердің рауалылығы, салыстырмалы бұрылыстарға байланысты, ғимаратқа техникалық қызметтің енуі, жантаю қауіпі т.с.с. тексеріледі.

Шекті шөгулерге қарасты бұл нұсқаулар, әдетте, тек қалыпты ғимараттарға байланысты қабылданады. Ал, күрделі үймереттер мен ғимараттар үшін немесе елеулі әркелкі жүктемелер жағдайында, оларды қолдануға болмайды.

Іргетастар ауытқуларының рауалы мәндері жайындағы ұсыныстар «ҚР ҚБҚ 1.01-XX-201X» «Қазақстан Республикасының құрылыстық нормаларын, Еурокодтарға теңестірілген, еуропалық нормалармен қоса қолдану жайындағы нұсқаулар»-да келтірілген.

**Әдебиеттер тізімі**

- [1] ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011. Құрылыстық жобалау негіздері.
- [2] ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 Геотехникалық жобалау. 1-ші бөлік. Ортақ ережелер.
- [3] ҚР ҚН және Е 5.01–01–2002. Ғимараттар мен имараттардың негіздері.
- [4] EN 1997 Eurocode 7. Geotechnical design.
- [5] EN ISO 14688-1 Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Топырақтардың анықталуы мен жіктелуі. Бөлім 1. Анықтау және сипаттау.
- [6] EN ISO 14688-2 Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Топырақтардың анықталуы мен жіктелуі. Бөлім 2. Жіктелу қағидаттары.
- [7] EN ISO 14689- Геотехникалық сынақтар мен зерттеулер. Тасты топырақтардың анықталуы мен жіктелуі. Бөлім 1. Анықтау және сипаттау.
- [8] EN 1990 Еурокод. Көтеруші конструкцияларды жобалау негіздері.
- [9] EN 1991 Еурокод 1. Конструкцияларға түсетін әсерлер.
- [10] EN ISO 13793:2001 Үймереттердің жылу әсерлерін қабылдау. Жылуға есептеу және іргетастарды, топырақтың тоңданып ісінуін болдырмай жобалау.

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>V</b>
<b>1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ .....</b>	<b>1</b>
<b>2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....</b>	<b>2</b>
<b>3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....</b>	<b>2</b>
<b>4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ .....</b>	<b>5</b>
<b>5 ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....</b>	<b>8</b>
5.1 Требования к геотехническому проектированию .....	9
5.2 Расчетные ситуации .....	11
5.3 Долговечность.....	12
5.4 Геотехническое проектирование с использованием расчетов .....	13
5.4.1 Общие положения .....	13
5.4.2 Воздействия.....	14
5.4.3 Свойства грунтов основания .....	20
5.4.4 Геометрические данные .....	23
5.4.5 Характеристические величины .....	23
5.4.6 Характеристические значения геотехнических параметров .....	23
5.4.7 Характеристические значения геометрических данных.....	24
5.4.8 Расчетные значения воздействий.....	24
5.4.9 Расчетные величины геотехнических параметров .....	26
5.4.10 Расчетные значения геометрических параметров .....	27
5.4.11 Расчетные значения конструктивных параметров .....	27
5.4.12 Критические предельные состояния.....	28
5.4.13 Проверка статического равновесия .....	29
5.4.14 Проверка сопротивления для предельных состояний конструкций и основания в длительных и временных ситуациях .....	30
5.4.16 Расчетные сопротивления.....	31
5.4.17 Принципы проектирования .....	31
5.4.18 Проектный принцип 1 .....	32
5.4.19 Проектный принцип 2 .....	33
5.4.20 Проектный принцип 3 .....	33
5.4.21 Процедура проверки и частные коэффициенты для поднятия грунта.....	33
5.4.22 Проверка сопротивления разрушению при поднятии от фильтрации воды в грунте.....	34
5.4.23 Эксплуатационные предельные состояния .....	35
5.4.24 Ограничения перемещений фундаментов.....	36
5.4.25 Проектирование по предписаниям .....	37
5.4.26 Испытания нагрузкой и испытания экспериментальных моделей.....	37
5.4.27 Наблюдательный метод .....	38
5.4.28 Геотехнический отчет .....	38
<b>6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ) .....</b>	<b>39</b>
6.1 Расчет оснований по критическим предельным состояниям (несущей способности).....	39

## НТП РК 07-01.4-2012

6.2 Общая устойчивость .....	40
6.3 Несущая способность.....	41
6.4 Аналитический метод вычисления несущей способности грунта .....	43
6.4.1 Условия без дренирования .....	43
6.4.2 Условия с дренированием .....	44
6.5 Полуэмпирический метод определения несущей способности грунта .....	47
6.6 Сопротивление скольжению .....	48
6.7 Нагрузки с большими эксцентриситетами .....	50
6.8 Разрушение конструкции от перемещений фундамента .....	50
6.9 Назначение глубины заложения фундамента .....	50
<b>7 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (ДЕФОРМАЦИЯМ).....</b>	<b>51</b>
7.1 Общие положения .....	51
7.2 Определение осадки .....	56
7.2.1 Определение мгновенной осадки методом теории упругости.....	57
7.2.1.1 Общую мгновенную осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости, основанный на зависимости напряжений от деформации по следующей формуле: .....	57
7.2.2 Определение осадки за счёт консолидации .....	58
7.2.3 Определение осадки с учётом ползучести грунта .....	59
7.3 Определение крена фундамента .....	61
7.4 Предельные деформации основания .....	62
<b>Приложение А (обязательное) Частные и поправочные коэффициенты для критических предельных значений и их значения.....</b>	<b>64</b>
<b>Приложение Б (обязательное) Пояснения к выбору частных коэффициентов для проектных подходов 1, 2 и 3 .....</b>	<b>69</b>
<b>Приложение В (информационное) Примеры расчета оснований по несущей способности.....</b>	<b>73</b>
<b>Приложение Г (информационное) Метод расчета предполагаемой несущей способности фундаментов на скальном основании .....</b>	<b>75</b>
<b>Приложение Д (информационное) Расчет осадки фундамента за счет консолидации (основания) .....</b>	<b>78</b>
<b>Приложение Е (информационное) Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов.....</b>	<b>80</b>
<b>Библиография .....</b>	<b>83</b>



## ВВЕДЕНИЕ

Целью геотехнического проектирования является расчет грунтовых оснований по предельным состояниям для выбора оптимальных типов фундаментов, обеспечивающего невозможность достижения основанием предельных состояний. При этом должны учитываться не только нагрузки от проектируемого сооружения, но также возможное изменение физико–механических свойств грунтов под влиянием поверхностных или подземных вод, климатических факторов, различного вида тепловых источников и т.д. К изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима – набухающие и пучинистые грунты.

Расчеты оснований сооружений должны производиться на основе:

- результатов геотехнических изысканий, которые должны обеспечивать комплексное изучение инженерно-геологических условий района (площадки, участка, трассы) проектируемого строительства, включая рельеф, геологическое строение, геоморфологические и гидрогеологические условия, состав, состояние и свойства грунтов, геологические и инженерно–геологические процессы, изменение условий освоенных (застроенных) территорий, составление прогноза возможных изменений инженерно–геологических условий в сфере взаимодействия проектируемых объектов с геологической средой с целью получения необходимых и достаточных материалов для проектирования, строительства и эксплуатации объектов;

- данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундаменты, и условия его эксплуатации;

- технико–экономического сравнения возможных вариантов проектных решений (с оценкой по приведенным затратам) для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико–механических свойств, материалов фундаментов или других подземных конструкций.

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

Настоящее Пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.



**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ  
ҚҰРАЛДАРЫ  
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

---

**ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЧАСТЬ. ОСНОВЫ  
ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
GEOTECHNICAL DESIGN. PART BASIC OF GEOTECHNICAL DESIGN**

---

Дата введения 2015-07-01

**1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

1.1 Настоящее Пособие развивает и поясняет основные положения СН РК EN 1997–1:2004/2011 и рекомендуется использовать при проектировании оснований фундаментов промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

1.2 Положения настоящего пособия не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, мостов, водопропускных труб, дорог, аэродромных покрытий, зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, а также оснований свайных фундаментов, глубоких опор и фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

1.3 Проектирование оснований и фундаментов без соответствующего инженерно–геологического и геотехнического обоснования или при его недостаточности не допускается.

1.4 Геотехнические изыскания для строительства должны проводиться в соответствии с требованиями СНиП РК, государственных стандартов и других нормативных документов по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства.

1.5 СН РК EN 1997–1:2004/2011 рассматривают следующие вопросы:

Раздел 1. Общие положения

Раздел 2. Основы геотехнического проектирования

Раздел 3. Геотехнические данные

Раздел 4. Надзор за строительством, мониторинг и техническое обслуживание

Раздел 5. Насыпи, дренирование, закрепление и армирование грунта

Раздел 6. Фундаменты на естественном основании

Раздел 7. Свайные фундаменты

Раздел 8. Устройство анкеров

Раздел 9. Подпорные сооружения

Раздел 10. Гидравлическое разрушение

Раздел 11. Общая устойчивость

Раздел 12. Насыпи.

## 2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего пособия необходимы следующие ссылочные документы:

СН РК EN 1997–1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

Национальное приложение к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Основы проектирования несущих конструкций.

Национальное приложение к СН РК EN 1997–1:2004/2011 Геотехническое проектирование Часть 1. Общие правила.

СТ РК 14688-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 1. Идентификация и описание

СТ РК 14688-2 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 2. Принципы классификации

СТ РК 14689-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация скальных грунтов. Часть 1. Идентификация и описание

ПРИМЕЧАНИЕ В библиографии приводятся наименования CEN ISO и технических условий (CEN ISO/TS), содержащих информацию о методах, оборудовании, вычислениях и изложении некоторых исследований. Данные технические условия в должное время могут стать европейскими/международными стандартами. Организация по государственной стандартизации может принять решение о том, чтобы сохранить действующие национальные стандарты, пока существует CEN ISO/TS.

## 3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

**3.1 Воздействие** (action,  $F$ ): А) Группа сил (нагрузок), действующих на несущую конструкцию (прямое воздействие). В) Группа принудительных деформаций или колебания, которые вызываются изменением температуры, влажности, усадкой, ползучестью материала, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

**3.2 Взаимодействие грунта** (soil–structure interaction): Взаимное влияние деформаций в грунте и фундаменте или подпорной конструкции.

**3.3 Грунтовое основание** (ground base): Грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

**3.4 Геотехническое воздействие** (geotechnical action): Воздействие, передаваемое на строение от грунта через основание или от грунтовых вод.

**3.5 Линейно упругий расчет по теории 1 порядка без изменения параметров сечения** (first order linear–elastic analysis with redistribution): Расчет на основе линейного закона деформирования строительных материалов («напряжения – деформации» или «моменты – прогибы») и геометрии недеформированной несущей конструкции.

**3.6 Линейно упругий расчет по теории 1 порядка с изменением параметров сечения** (first order linear–elastic analysis with distribution): Линейно упругий расчет по теории 1 порядка, при котором параметры сечения уточняют расчетами при сохранении

равновесия с внешними нагрузками, не касаясь более точных расчетов ротационной способности.

**3.7 Линейно упругий расчет по теории 2 порядка** (second order linear–elastic analysis): Расчет на основе линейного закона деформирования строительных материалов и геометрии деформированной несущей конструкции.

**3.8 Нелинейный расчет по теории 1 порядка** (first order non–linear analysis): Расчет на основе геометрии недеформированной несущей конструкции с учетом нелинейности показателей строительных материалов. Нелинейный расчет по теории 1 порядка может производиться с использованием соответствующих допущений о жесткости: упруго–идеально–пластичной, упруго – пластичной или жестко–пластичной.

**3.9 Нелинейный расчет по теории 2 порядка** (second order non–linear analysis): Расчет на основе геометрии деформированной несущей конструкции с учетом нелинейности показателей строительных материалов. Нелинейный расчет по теории 2 порядка может быть упруго–идеально–пластичным или упруго–пластичным.

**3.10 Надежность** (reliability): Способность несущей конструкции или элемента конструкции соответствовать установленным требованиям в течение проектного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, вероятностными величинами. Надежность распространяется на запас несущей способности, эксплуатационную пригодность и долговечность несущей конструкции.

**3.11 Осадки** (settlement,  $s$ ): Деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры.

**3.12 Предельные состояния** (limit states): Состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

**3.13 Предельные состояния несущей способности** (ultimate limit state): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции. Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

**3.14 Предельные состояния эксплуатационной пригодности** (serviceability limit states): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные условия эксплуатационной пригодности несущей конструкции или ее элемента.

**3.15 Прочность** (strength): Механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

**3.16 Прочностные характеристики грунтов** (shear strength parameters): угол внутреннего трения при эффективных напряжениях, угол внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге, сцепление (в эффективных напряжениях), недренированное сопротивление сдвигу, угол сопротивления сдвигу (в эффективных напряжениях), угол сопротивления сдвигу критического состояния.

**3.17 Постоянное воздействие** (permanent action,  $G$ ): Воздействие в течение всего срока эксплуатации, временное изменение величины которого по сравнению со средним значением очень незначительно, или при котором изменение до достижения определенного предельного значения происходит всегда в одном направлении (равномерно).

**3.18 Подпорная конструкция** (retaining structure): Строительный элемент, включающий в себя стенки, подпирающие грунт.

**3.19 Расчетная ситуация** (design situations): Ряд условий, принимаемых в качестве замены действительных условий эксплуатации в течение определенного отрезка времени и устанавливающих, что при проектировании несущей конструкции ее показатели не превысят предельных состояний.

**3.20 Расчетная схема (вариант) (расчетный случай) нагрузок** (load case): Совместимые друг с другом схемы приложения нагрузок, деформации и дефекты с заданными переменными и постоянными воздействиями, которые необходимо одновременно учитывать в определенных расчетах.

**3.21 Расчетное значение воздействия** (design value of action,  $F_d$ ): Значение воздействия, получаемое умножением характерного значения на частный коэффициент безопасности  $\gamma_F$ . Расчетное значение может обозначаться также как произведение характерного значения и частного коэффициента безопасности  $\gamma_F$ ; ( $\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_f$ ).

**3.22 Сооружение** (construction/structure): Организованный комплекс связанных частей (включая насыпной грунт, уложенный при выполнении строительных работ) предназначенный для того, чтобы нести нагрузки и обеспечивать необходимую жесткость.

**3.23 Сопротивление** (resistance,  $R$ ): Способность элемента или поперечного сечения элемента сооружения выдерживать воздействия без механических повреждений, например: прочность грунта на сдвиг, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости при продольном изгибе, сопротивление растяжению.

**3.24 Упруго-идеально-пластичный расчет по теории 1 порядка** (first order elastic–perfectly plastic analysis): Расчет на основе геометрии недеформированной несущей конструкции и одного из законов деформирования строительных материалов с линейно–эластичной частью и последующей идеально–пластичной частью без повторного уточнения (увеличения) параметров прочности и деформативности.

**3.25 Упруго-идеально-пластичный расчет по теории 2 порядка** (second order elastic–perfectly plastic analysis): Расчет на основе геометрии деформированной несущей конструкции и одного из законов деформирования строительных материалов с линейно–эластичной частью и последующей идеально–пластичной частью без повторного уточнения (увеличения) параметров прочности и деформативности.

**3.26 Упруго–пластичный расчет (теория 1 или 2 порядка)** (elasto-plastic analysis (first or second order)): Расчет на основе отношения «напряжение – деформация» или «моменты – изгибы» с линейно–эластичной частью и последующей пластичной частью с повторным уточнением (увеличением) параметров прочности и деформативности или без него. Как правило, расчеты проводятся по теории 1 порядка, реже – по теории 2 порядка.

**3.27 Фундамент** (foundation): Часть строительного сооружения, включающая в себя сваи и, возможно, наголовники свай.

## 4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом Пособии используются единые символы и условные обозначения согласно ИСО 3898:1997.

### Латинские буквы

- $A'$  – эффективная площадь основания;
- $A_c$  – суммарная площадь основания при сжатии;
- $a_d$  – проектное значение геометрических данных;
- $a_{nom}$  – номинальное значение геометрических данных;
- $\Delta a$  – приращение к номинальным геометрическим данным для конкретных целей проектирования;
- $b$  – ширина фундамента;
- $b'$  – эффективная ширина фундамента;
- $C_d$  – предельная проектная величина для результата воздействия;
- $C$  – удельное сцепление грунта;
- $c'$  – удельное сцепление грунта при эффективных напряжениях;
- $c_u$  – прочность грунта при недренированном сдвиге;
- $c_{u,d}$  – проектная величина прочности грунта при недренированном сдвиге;
- $d$  – глубина заложения;
- $E_d$  – проектная величина результата воздействия;
- $E_{stb;d}$  – проектная величина результата стабилизирующих воздействий;
- $E_{dst;d}$  – проектная величина результата дестабилизирующего воздействия;
- $F_d$  – проектное значение воздействия;
- $F_k$  – характеристическое значение воздействия;
- $F_{rep}$  – репрезентативное значение воздействия;
- $G_{dst;d}$  – проектная величина постоянных дестабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
- $G_{stb;d}$  – проектная величина постоянных стабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
- $G'_{stb;d}$  – проектное значение стабилизирующих постоянных вертикальных воздействий для определения взвешивающих усилий (вес во взвешенном состоянии);
- $H$  – горизонтальная нагрузка или составляющая полного воздействия параллельно подошве фундамента;
- $H_d$  – проектное значение  $H$ ;
- $h$  – высота стены;
- $h$  – уровень воды при гидравлическом поднятии;
- $h'$  – высота призмы грунта для проверки гидравлического взвешивания;
- $h_{w,k}$  – характеристическое значение гидростатического давления воды на основание призмы грунта;
- $K_0$  – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;

## НТП РК 07-01.4-2012

$K_{0;\beta}$  – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя на поверхности подпорного сооружения, наклоненной под углом  $\beta$  к горизонту;

$k$  – отношение  $\delta_d / \varphi_{cv;d}$ ;

$l$  – длина фундамента;

$l'$  – эффективная длина фундамента;

$n$  – число, например, графиков испытаний;

$P_d$  – проектная величина  $P$ ;

$Q_{dst;d}$  – проектная величина переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий для проверки подъемной силы;

$q$  – давление налегающей толщи или пригрузка;

$q_{b;k}$  – характеристическое значение предельного сопротивления основания;

$R_c$  – сопротивление грунта сжатию в предельном состоянии по несущей способности;

$R_{c;cal}$  – рассчитанная величина  $R_c$ ;

$R_{c;d}$  – проектная величина  $R_c$ ;

$R_{c;k}$  – характеристическая величина  $R_c$ ;

$R_d$  – проектная величина сопротивления воздействию;

$R_{p;d}$  – проектная величина силы сопротивления, вызываемой давлением грунта на боковую сторону фундамента;

$S_{dst;d}$  – проектное значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;

$S_{dst;k}$  – характеристическое значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;

$s$  – осадка;

$s_0$  – мгновенная осадка;

$s_1$  – осадка, вызванная консолидацией;

$s_2$  – осадка, вызванная ползучестью (вторичная осадка);

$T_d$  – проектная величина суммарного сопротивления сдвигу, который развивается вокруг блока грунта, в котором размещается группа выдергиваемых свай, или в части сооружения на контакте с грунтом основания;

$u$  – поровое давление воды;

$u_{dst;d}$  – проектное значение суммарного дестабилизирующего полного порового давления воды;

$V$  – вертикальная нагрузка или составляющая полного воздействия нормально к основанию фундамента;

$V_d$  – проектное значение  $V$ ;

$V'_d$  – проектное значение эффективного вертикального воздействия или компонента суммарного воздействия нормально к основанию фундамента;

$V_{dst;d}$  – проектная величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;

$V_{dst;k}$  – характеристическая величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;

$X_d$  – проектная величина свойства материала;



$X_k$  – характеристическая величина свойства материала;

$z$  – вертикальное расстояние.

$j'$  – угол сопротивления сдвигу (в эффективных напряжениях);

$j_{cv}'$  – угол сопротивления сдвигу критического состояния.

### Греческие буквы

$\alpha$  – наклон поверхности основания фундамента к горизонтали;

$\beta$  – угол откоса грунта позади стены (вверх – положительный);

$\delta$  – угол трения на границе раздела грунт–конструкция;

$\delta_d$  – проектное значение  $\delta$ ;

$\gamma$  – удельный вес;

$\gamma'$  – эффективный удельный вес;

$\gamma_{c'}$  – частный коэффициент для эффективного сцепления;

$\gamma_{cu}$  – частный коэффициент для прочности на сдвиг в недренированном состоянии;

$\gamma_E$  – частный коэффициент для воздействия;

$\gamma_f$  – частный коэффициент для воздействий с учетом неблагоприятных отклонений от репрезентативных значений;

$\gamma_F$  – частный коэффициент;

$\gamma_G$  – частный коэффициент для постоянного воздействия;

$\gamma_{G;dst}$  – частный коэффициент для постоянного дестабилизирующего воздействия;

$\gamma_{G;stb}$  – частный коэффициент для постоянного стабилизирующего воздействия;

$\gamma_m$  – частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала);

$\gamma_{m,i}$  – частный коэффициент для параметра грунта в слое  $i$ ;

$\gamma_M$  – частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала), в том числе учитывающий неопределенности моделей;

$\gamma_Q$  – частный коэффициент для переменного воздействия;

$\gamma_{qu}$  – частный коэффициент для прочности при возможности бокового расширения;

$\gamma_R$  – частный коэффициент для сопротивления;

$\gamma_{R;d}$  – частный коэффициент для неопределенности в модели сопротивления;

$\gamma_{R;e}$  – частный коэффициент для сопротивления грунта;

$\gamma_{R;h}$  – частный коэффициент для сопротивления скольжения;

$\gamma_{R;v}$  – частный коэффициент для сопротивления сжатию;

$\gamma_{S;d}$  – частный коэффициент для неопределенностей при моделировании результатов воздействий;

$\gamma_{Q;dst}$  – частный коэффициент для дестабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;

$\gamma_{Q;stb}$  – частный коэффициент для стабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;

$\gamma_w$  – удельный вес воды;

$\gamma_{\varphi'}$  – частный коэффициент для угла внутреннего трения ( $\text{tg}\varphi'$ );

$\gamma$  – частный коэффициент для удельного веса воды;  
 $\theta$  – угол наклона  $H$ ;  
 $\psi$  – коэффициент преобразования характеристической величины в репрезентативную;  
 $\sigma_{stb;d}$  – проектное значение полного стабилизирующего вертикального напряжения;  
 $\sigma'_{h;0}$  – горизонтальный компонент эффективного давления грунта в покое;  
 $\sigma(z)$  – напряжение, нормальное к стене на глубине  $z$ ;  
 $\tau(z)$  – напряжение, касательное к стене на глубине  $z$ ;  
 $\varphi'$  – угол внутреннего трения при эффективных напряжениях;  
 $\varphi_{cv}$  – угол внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге;  
 $\varphi_{cv;d}$  – проектная величина  $\varphi_{cv}$ ;  
 $\varphi'_d$  – проектная величина  $\varphi'$ .

### **Сокращения**

SFA – сваи с непрерывной винтовой лопастью;

OCR – коэффициент переуплотнения.

Для геотехнических расчетов рекомендуются следующие размерности и их производные:

- сила, кН;
- масса, кг;
- момент, кНм;
- массовая плотность, кг/м<sup>3</sup>;
- весовая плотность (удельный вес), кН/м<sup>3</sup>;
- напряжение, давление, прочность и жесткость (модуль деформации), кПа;
- коэффициент фильтрации, м/с;
- коэффициент консолидации, м<sup>2</sup>/с.

## **5 ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Проектирование оснований включает обоснованный расчетом выбор:

- типа основания (естественное или искусственное);
- типа, конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, столбчатые, плитные, свайные; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.);
- мероприятий применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций основания на степень надежности, в течение расчетного срока эксплуатации сооружений.

## 5.1 Требования к геотехническому проектированию

5.1.1 [2.1(1)P] Сооружение должно быть запроектировано и построено таким образом, чтобы в течение расчетного срока эксплуатации оно с соответствующей степенью надежности и экономичности:

- воспринимало все возможные воздействия, возникающие в процессе его эксплуатации;
- соответствовало требованиям к эксплуатационной пригодности для сооружений и конструктивных элементов[1].

5.1.2 [2.1(2)P] Сооружение должно быть запроектировано таким образом, чтобы в течение расчетного срока эксплуатации сохранялось его:

- несущая способность;
- эксплуатационная пригодность;
- долговечность [ 2].

5.1.3 [2.1(1)P] Для каждой геотехнической проектной ситуации должно проверяться, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в [ 2].

5.1.4 При определении проектных ситуаций и предельных состояний следует учитывать следующие факторы:

- инженерно–геологические условия площадки в связи с общей устойчивостью и перемещениями основания;
- тип и размер сооружения и его элементов, включая особые требования, такие как проектный срок службы;
- ситуацию на окружающей территории (например: соседние сооружения, транспорт, инженерные коммуникации, растительность, опасные химикаты);
- грунтовые условия;
- подземные воды;
- региональная сейсмичность;
- влияние окружающей среды (гидрология, поверхностные воды, оседание грунта, сезонные изменения температуры и влаги).

5.1.5 Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или в сооружении, либо может произойти совместное разрушение сооружения и основания.

5.1.5 Предельные состояния следует проверять по одному из следующих пунктов или по нескольким из них:

- использование расчетов в соответствии с 5.4;
- назначение предписывающих мероприятий согласно 5.5;
- экспериментальные модели и испытания нагрузкой в соответствии с 5.6;
- методы наблюдения в соответствии с 5.7.

5.1.6 По возможности результаты расчета следует сравнить с сопоставимыми опытными данными.

5.1.7 [2.1(8)P] Чтобы установить минимальные требования к объему и содержанию геотехнических изысканий, расчетов и контрольных проверок при строительстве, необходимо определить сложность каждого геотехнического проекта и сопутствующие риски[ 2].

5.1.9 Для назначения требований к геотехническому проекту могут вводиться три геотехнические категории: 1, 2 и 3. Геотехнические объекты могут быть отнесены к одной из трех геотехнических категорий.

5.1.10 Геотехническую категорию сооружения следует обычно назначать до проведения геотехнических изысканий. При необходимости эту категорию можно проверить или изменить позднее на каждом этапе процесса проектирования и строительства.

5.1.11 Геотехническая категория 1 должна включать только небольшие, относительно простые и малые сооружения:

- для которых базовые требования могут быть выполнены на основе опыта и качественных геотехнических изысканий;
- при незначительном риске.

5.1.12 Методы геотехнической категории 1 следует использовать только при незначительном риске, связанном с общей устойчивостью или с перемещениями основания, которые настолько хорошо известны и очевидны из сопоставимого местного опыта и грунтовых условий, что для проектирования и возведения фундаментов и оснований можно использовать общепринятые стандартные методы.

5.1.13 Геотехническая категория 2 включает обычные типы сооружений и оснований фундаментов, которые не связаны с исключительным риском или сложными грунтовыми условиями или условиями нагружения.

5.1.14 Проекты сооружений геотехнической категории 2 должны обычно включать количественные геотехнические данные и расчет, обеспечивающие выполнение основных требований.

5.1.15 Для проектирования сооружений геотехнической категории 2 можно использовать результаты стандартных методов полевых и лабораторных испытаний, проектирования и выполнения работ.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Примеры зданий и сооружений или их частей, соответствующих геотехнической категории 2:

- фундаменты на естественном основании;
- сплошные фундаментные плиты;
- свайные фундаменты;
- стены и другие сооружения, подпорные и удерживающие грунт или воду;
- земляные выемки;
- мостовые опоры или устои;
- насыпи и земляные сооружения;
- грунтовые анкеры и другие системы креплений;
- тоннели в твердой скальной породе без трещин или не требующие выполнения особой гидроизоляции и других условий.

5.1.16 Геотехническая категория 3 включает сооружения или их части, которые выходят за пределы геотехнических категорий 1 и 2.

5.1.17 Геотехническая категория 3 обычно включает правила и положения, отличающиеся от правил и положений настоящего стандарта и включает исключительные по размерам или сложности объекты, особо сложные грунтовые условия, обуславливающие высокий риск и требующие особых исследований и способов

проектирования, а также относится экскавация котлованов и строительство в плотной городской среде на слабых грунтах.

ПРИМЕЧАНИЕ Геотехническая категория 3 включает:

- очень большие необычные сооружения;
- сооружения, связанные с необычным риском или с необычными или особо сложными грунтами или условиями нагрузки;
- сооружения в районах с высокой сейсмичностью;
- сооружения в районах с возможной неустойчивостью площадки или с постоянными перемещениями грунта, что требует отдельных исследований или особых мероприятий.

## 5.2 Расчетные ситуации

5.2.1 [3.2(1)P] Основные расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых сооружение должно выполнять свои функции[ 2].

5.2.2 [3.2(2)P] Расчетные ситуации подразделяются на:

- постоянные расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации сооружения;
- переходные расчетные ситуации, соответствующие условиям, ограниченным во времени, например, в процессе строительства или ремонта;
- аварийные расчетные ситуации, относящиеся к исключительным условиям или случаям, в процессе которых сооружение подвергается, например, пожару, взрыву, удару или последствиям локального разрушения;
- сейсмические расчетные ситуации, соответствующие сейсмическим воздействиям на сооружение[ 1].

5.2.3 [3.2(3)P ] Выбранные расчетные ситуации должны в достаточном объеме учитывать все условия, которые могут возникать в процессе производства работ и эксплуатации сооружения[ 1].

5.2.4 [2.2(1)P] Должны рассматриваться как кратковременные, так и долговременные ситуации[ 1].

5.2.5 При геотехническом проектировании типовое детальное описание расчетных ситуаций должно включать:

- воздействия, их сочетания и случаи нагружения;
- общую пригодность основания сооружения по общей устойчивости и смещениям грунтового основания;
- расположение и классификацию различных зон грунта, горных пород или элементов конструкции, которые включены в расчетную модель;
- уклон подстилающих пластов;
- горные выработки, пустоты и другие подземные структуры;
- в случае сооружений, опирающихся на скальный грунт или вблизи от него:
- переслаивание мало – и сильносжимаемых слоев;
- разломы и трещины;
- возможную неустойчивость скальных блоков;
- пустоты выщелачивания типа поноров или трещин, заполненные рыхлым материалом, с продолжающимися процессами растворения;

## НТП РК 07-01.4-2012

- характер окружающей среды проектируемого объекта, включая:
- последствия выщелачивания, эрозии, выемки грунта, изменяющие геометрию поверхности основания;
- последствия химической коррозии;
- последствия выветривания;
- последствия промерзания;
- последствия длительных засушливых периодов;
- изменения уровней подземных вод вследствие водопонижения, возможного подтопления, аварий систем дренажа, водопользования и т. д.;
- присутствие газов, выделяющихся из грунта;
- другие временные и пространственные воздействия на прочность и другие свойства материалов, например возникновение ям, создаваемых землеройными животными;
- землетрясения;
- смещения грунтов основания за счет оседаний при горных работах и других причин;
- чувствительность сооружения к деформациям;
- влияние нового сооружения на существующие сооружения, коммуникации или окружающую среду.

### 5.3 Долговечность

5.3.1 [2.3(1)P] В геотехническом проекте необходимо оценить влияние условий окружающей среды на долговечность материалов и предусмотреть защиту или подбор материалов с соответствующей прочностью[ 2].

5.3.2 При оценке долговечности материалов, используемых в грунте, следует учесть следующие обстоятельства:

- а) для бетона:
  - наличие агрессивных веществ в подземной воде или грунте, таких как кислоты и сульфатные соли;
- б) для стали:
  - химические воздействия в месте расположения элементов фундаментов в грунте с проницаемостью, достаточной для фильтрации подземных вод и кислорода;
  - коррозия наружной поверхности шпунтовых стенок, открытых для воздействия свободных подземных вод, особенно в зоне их среднего уровня;
  - точечная коррозия стальных элементов, заделанных в трещиноватый или пористый бетон, особенно в случае прокатных стальных профилей, на которых вторичная окалина (катод) вызывает электролитическое воздействие на поверхность без окалина (анод);
- с) для древесины:
  - грибки и аэробные бактерии в присутствии кислорода;
- д) для синтетических тканей:
  - эффект старения при действии ультрафиолетовых лучей или ухудшение свойств от действия озона или совместного воздействия температуры и напряжений и вторичные эффекты вследствие химического разложения.

## 5.4 Геотехническое проектирование с использованием расчетов

### 5.4.1 Общие положения

5.4.1.1 [2.4.1(1)P] Расчеты в проектах выполняются в соответствии с основными требованиями [ 1] и с особыми правилами данного стандарта[1]. Расчеты в проектах включают:

- воздействия в виде приложенных нагрузок или заданных перемещений, например, вызванных перемещениями грунтов основания;
- свойства грунтов, горных пород или других материалов;
- геометрические данные;
- предельные величины деформаций, раскрытия трещин, вибраций и т. п.;
- расчетные модели.

5.4.1.2 Следует учитывать, что знания грунтовых условий зависят от объема и качества геотехнических изысканий. Такие знания и контроль производства работ обычно важнее для выполнения фундаментальных требований, чем точность расчетных моделей и частных коэффициентов.

5.4.1.3 [2.4.1(3)P] Расчетная модель должна описывать принятое поведение основания для рассматриваемого предельного состояния[ 2].

5.4.1.4 [2.4.1(4)P] При отсутствии надежной расчетной модели для конкретного предельного состояния, надо провести расчет другого предельного состояния, используя такие коэффициенты, чтобы достижение этого конкретного предельного состояния было маловероятным. Другой подход – проектирование по предписаниям, с использованием экспериментальных моделей и испытаний нагрузкой или наблюдательного метода[ 2].

5.4.1.5 Проектирование ведется по предельным состояниям. Для каждой проектной геотехнической ситуации следует убедиться, что никакое возможное предельное состояние не будет превзойдено. Предельное состояние может возникнуть в грунте, в сооружении или в виде комбинированного разрушения в грунте и в сооружении. Возможность возникновения предельного состояния может быть проверена расчетным методом, на моделях, натурными наблюдениями и испытаниями, а также исключена принятием предписывающих мер.

При проверке предельных состояний расчетным способом расчетная модель должна описывать предполагаемое поведение грунта для рассматриваемого предельного состояния.

Расчетная модель может быть:

- аналитической;
- полуэмпирической;
- численной.

5.4.1.6 [2.4.1(6)P] Любая расчетная модель должна быть или точной, или давать погрешность в сторону запаса надежности[ 2].

5.4.1.7 Расчетная модель может включать упрощения.

5.4.1.8 При необходимости можно изменять результаты, полученные при использовании модели так, чтобы проектный расчет был или точным, или давать погрешность в сторону запаса надежности.

5.4.1.9 Если при модификации результатов используется коэффициент модели, то он должен учитывать следующее:

- диапазон неопределенности результатов, получаемых с помощью данного метода расчета;

- любые известные систематические погрешности, связанные с данным методом расчета.

5.4.1.10 [2.4.1(10)P] Если в расчете используется эмпирическая зависимость, то должно быть четко установлено, что она соответствует преобладающим грунтовым условиям[ 2].

5.4.1.11 Предельные состояния грунтов с учетом их закономерностей, должны легко определяться с использованием расчетных схем.

5.4.1.12 Пригодны такие численные методы, в которых учитывается совместность деформаций или взаимодействие между сооружением и основанием в предельном состоянии.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Многие расчетные модели основаны на предположении о достаточной гибкости системы «основание-сооружение». Отсутствие гибкости может привести к предельному состоянию, которое можно охарактеризовать как мгновенное разрушение.

## **5.4.2 Воздействия**

5.4.2.1 [4.1.1(1)P] Воздействия, в зависимости от их изменения во времени, подразделяются на:

- постоянные воздействия ( $G$ ), собственный вес несущих конструкций, встроенного оборудования, дорожных покрытий, и косвенные воздействия, вызванные усадками и неравномерными осадками;

- переменные воздействия ( $Q$ ), например, нагрузки, приложенные к междуэтажным перекрытиям, балкам, и крыше, ветровые воздействия и снеговые нагрузки;

- аварийные воздействия ( $A$ ), например, взрывы или удар транспортного средства [ 1].

5.4.2.2 [4.1.1(4)P ] Воздействия подразделяются также:

- по их происхождению – прямые или косвенные;

- по изменению их пространственного распределения – фиксированные или свободные;

- по их природе или реакции сооружения – статические или динамические[ 1].

5.4.2.3 [2.4.2(2)P] Необходимо принимать значения параметров геотехнических воздействий, если они известны до выполнения расчета, эти значения могут измениться при расчете[ 2].

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения параметров геотехнических воздействий могут измениться в процессе расчета. В таких случаях они вводятся как первое приближение с заданным начальным значением.



5.4.2.4 [2.4.2(3)P] При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием[ 2].

5.4.2.5 В геотехнический проект включаются следующие факторы в качестве воздействий:

- вес грунта, горной породы и воды;
- напряжения в основании;
- давление грунта и давление подземных вод;
- давление свободной воды, включая давление волн;
- давление подземных вод;
- фильтрационные усилия;
- постоянные и временные нагрузки от сооружений;
- пригрузки;
- швартовые усилия;
- снятие нагрузки или выемка грунта;
- транспортные нагрузки;
- перемещения, вызванные горными работами, устройством подземных полостей и тоннелей;
- набухание и усадка, вызванные изменением растительного покрова, климата или влажности;
- перемещения, вызванные ползучестью или сдвигом оседающих массивов грунта;
- перемещения, вызванные ухудшением свойств, дисперсией, разложением, самоуплотнением или растворением;
- перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками;
- температурные воздействия, включая промерзание;
- ледовые нагрузки;
- внешнее преднапряжение грунтовых анкеров и распорок;
- негативное трение.

5.4.2.6 [2.4.2(5)P] Необходимо учесть возможность совместности воздействий, которые могут происходить как совместно, так и раздельно[ 2].

5.4.2.7 [2.4.2(6)P] Длительность воздействий должна рассматриваться с учетом изменений свойств грунта во времени, особенно параметров дренирования и сжимаемости мелкозернистых грунтов[ 2].

5.4.2.8 [2.4.2(7)P ] Повторные воздействия и воздействия переменной интенсивности должны рассматриваться отдельно с учетом продолжающихся перемещений, разжижения грунтов, изменения жесткости и прочности основания[ 2].

5.4.2.9 [2.4.2(8)P] Воздействия, вызывающие динамическое поведение сооружения и основания, должны рассматриваться отдельно[ 2].

5.4.2.10 [2.4.2(9)P] Воздействия, при которых преобладают усилия от грунтовой и свободной воды, должны рассматриваться особо для учета деформаций, трещинообразования, переменной водопроницаемости и эрозии[ 2].

ПРИМЕР В ходе расчетов важно выявить наиболее невыгодную комбинацию нагружения. Для этого рассматривают несколько сочетаний нагрузок, учитывая вероятность реализации каждого варианта с

## НТП РК 07-01.4-2012

различными значениями коэффициента запаса. Назначая суммарную проектную нагрузку  $DSL$ , руководствуются следующими рекомендациями:

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_S S + HS + EP(\gamma_F = 1.5), \quad (5.1)$$

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_W W + HS + EP(\gamma_F = 1.35), \quad (5.2)$$

$$DSL = R_D DL + R_L LL + R_E EE + R_S S(\gamma_F = 1.35), \quad (5.3)$$

где  $DL$  – постоянные воздействия;

$LL$  – временная длительная;

$S$  – снеговая;

$W$  – ветровая;

$E$  – сейсмическая;

$HS$  и  $EP$  – давление соответственно воды и грунта;

$R_D, R_L, R_S, R_W, R_E$  – коэффициенты увеличения воздействия (amplification factors), учитывающие возможность неблагоприятного отклонения соответствующих воздействий;

$\gamma_F$  – коэффициенты для воздействий, Приложение А СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011.

5.4.2.11 В расчетах несущей способности оснований применяют следующий прием учета ветровых воздействий. В зависимости от интенсивности  $P_w$  рассматривают два случая:

$$p_w \leq 0,25(p_\alpha + p_L), \quad p_w > 0,25(p_\alpha + p_L), \quad (5.4)$$

где  $P_w, P_\alpha, P_L$  – давления на основание соответственно от ветровой, постоянной и полезной нагрузок. В первом случае влиянием давления от ветровой нагрузки пренебрегают; во втором – в расчет вводят все нагрузки, включая ветровую, но допускаемое давление на грунт разрешено увеличивать на 25 %.

ПРИМЕЧАНИЕ Неблагоприятные (или дестабилизирующие) и благоприятные (стабилизирующие) постоянные воздействия можно в некоторых случаях рассматривать как происходящие из одного источника. В этом случае для суммы этих воздействий или суммы соответствующих результатов воздействий можно использовать единый частный коэффициент запаса.

5.4.2.12 Расчетная схема основания выбирается для определения совместной деформации основания и сооружения.

5.4.2.13 Давление на грунт у края подошвы центрально и внецентренно нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям), должно определяться с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций.

5.4.2.14 При расчете внецентренно нагруженных фундаментов помимо трапециевидных эпюр давлений могут быть допущены и треугольные, в том числе

укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей более  $1/6$  (Рисунок 5.1–5.4).

5.4.2.15 Требования, ограничивающие допустимую форму эпюры давления на грунт (допустимую величину эксцентриситета), относятся к любым основным сочетаниям нагрузок.

5.4.2.16 Краевые давления определяются по формулам:

При центральном нагружении:

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d, \quad (5.5)$$

при относительном эксцентриситете  $\frac{e}{l} \leq 1/6$ .

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d \pm \frac{M}{W}, \quad (5.6)$$

при относительном эксцентриситете  $\frac{e}{l} > 1/6$ .

$$p = 2 \frac{N + \gamma_{mt} dl'b}{3bc_0}, \quad (5.7)$$

где  $N$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах и определяемых для случая расчета основания по деформациям;

$A$  – площадь подошвы фундамента;

$\gamma_{mt}$  – среднее взвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d$  – глубина заложения фундамента;

$M$  – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета;

$W$  – момент сопротивления площади подошвы фундамента;

$c_0$  – расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, определяемое по формуле:

$$c_0 = \frac{l}{2} - \frac{M}{N + \gamma_{mt} dl'b}, \quad (5.8)$$

$e$  – эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, определяемый по формуле

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt} d_f l b}, \quad (5.9)$$

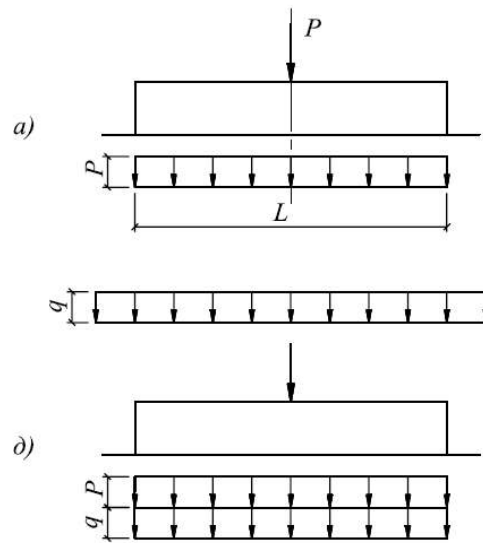


Рисунок 5.1– Эпюры давлений по подошве фундаментов при центральной нагрузке. а и д – при центральной нагрузке

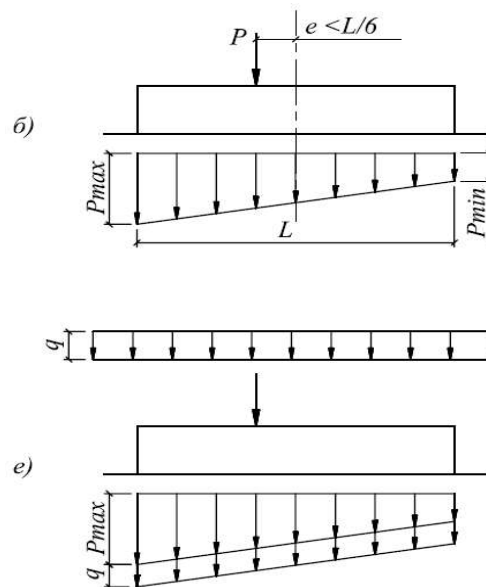


Рисунок 5.2 – Эпюры давлений по подошве фундаментов при внецентренной нагрузке. б и е – при эксцентриситете нагрузки

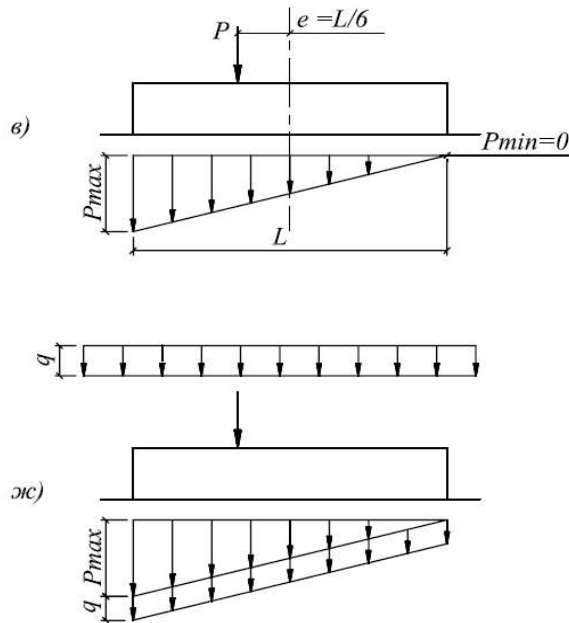


Рисунок 5.3 – Эпюры давлений по подошве фундаментов при внецентренной нагрузке. в и ж – при  $e = \frac{l}{6}$

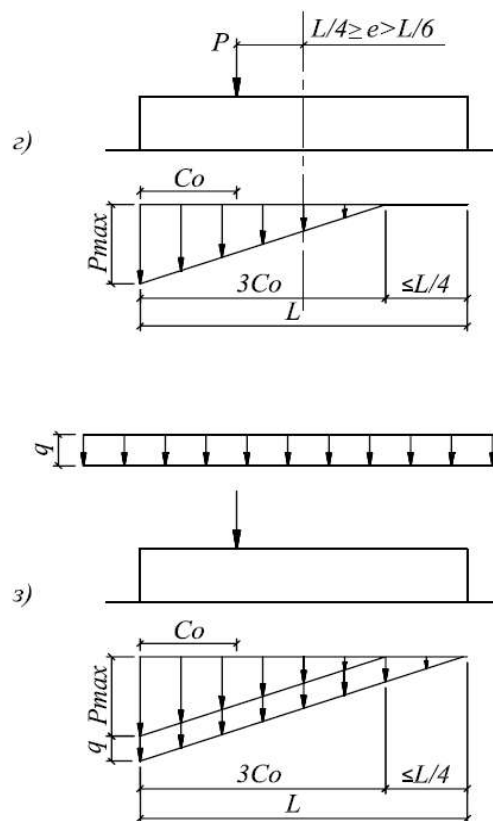


Рисунок 5.4– Эпюры давлений по подошве фундаментов при внецентренной нагрузке з и з – при  $e > \frac{l}{6}$  (с частичным отрывом фундамента от грунта)

### 5.4.3 Свойства грунтов основания

5.4.3.1 [2.4.3(1)P] Параметры грунтовых и скальных массивов, численные значения которых принимаются для проектных расчетов, должны быть получены по результатам испытаний, или непосредственно, или посредством корреляции, с помощью теории или эмпирически, или другим способом с использованием имеющих к этому отношению данных [ 2].

5.4.3.2 [2.4.3(2)P] Значения, получаемые по результатам испытаний, и другие данные должны интерпретироваться в зависимости от рассматриваемого предельного состояния [ 2].

5.4.3.3 [2.4.3(3)P] Необходимо учитывать возможную разницу между свойствами грунтов основания и геотехническими параметрами, полученными по результатам испытаний, и параметрами, которые определяют поведение геотехнического сооружения [ 2].

5.4.3.4 Различия по 5.4.3.3 могут зависеть от следующих обстоятельств:

- многие геотехнические параметры не являются истинными константами, а зависят от уровня напряжений и вида деформирования;
- структурные особенности грунта или горной породы (трещины, расслоения, крупные частицы и т. д.) могут играть различную роль в испытаниях и в геотехническом сооружении;
- временные эффекты;
- разупрочнение грунта или горной породы за счет фильтрации воды;
- разупрочнение от динамических воздействий;
- хрупкость или податливость испытуемого грунта или горной породы;
- метод возведения геотехнического сооружения;
- влияние производства работ на искусственно отсыпанный или закрепленный грунт;
- влияние строительных работ на свойства грунта.

5.4.3.5 При установлении значений геотехнических параметров необходимо учитывать:

- опубликованную или хорошо известную информацию об использовании всех видов испытаний в соответствующих грунтовых условиях;
- значение каждого геотехнического параметра в сравнении с существующими опубликованными данными, местным и общеизвестным опытом;
- вариации геотехнических параметров, существенных для проекта;
- результаты любых крупномасштабных натурных испытаний и измерений соседних сооружений;
- все корреляционные связи между результатами более чем одного испытания;
- любое существенное ухудшение свойств грунтов, возможное в течение срока службы сооружения.

5.4.3.6 [2.4.3(6)P] Где это необходимо, используются калибровочные коэффициенты для перевода данных лабораторных или полевых испытаний, которые отражают поведение грунта или горной породы, залегающей в основании, с учетом фактического

предельного состояния, или следует учитывать корреляционные зависимости, используемые для получения производных величин по результатам испытаний[ 2].

5.4.3.7 [3.3.2(1)P ] Характер и основные компоненты нескального и скального грунта должны определяться перед интерпретацией результатов других испытаний[ 2].

5.4.3.8 [3.3.2(2)P] Материал должен быть обследован, идентифицирован и описан в соответствии с принятой номенклатурой. Необходимо выполнить геологическую оценку [ 2].

5.4.3.9 Грунты классифицируют по СТ РК 14688-1 и СТ РК 14688-2 и описывают их слои в соответствии с признанной геотехнической классификацией грунтов и системой описания.

5.4.3.10 Скальную породу классифицируют по СТ РК 14689-1 учитывая качество твердого материала (камня) и ее трещиноватости. Качество камня следует описывать с точки зрения воздействия природных факторов, организации частиц, преобладающего размера зерна минералов, твердости и плотности основного минерала. Трещиноватость следует характеризовать с точки зрения типа смыкания, ширины, промежутка и качества заполнения.

В дополнение по результатам лабораторных исследований для классификации, идентификации определяют нижеследующие свойства грунтов (см. СТ РК 14688-1; СТ РК 14688-2 и СТ РК 14689-1 ):

Для нескальных грунтов:

- гранулометрический состав;
- объемный вес;
- пористость;
- влажность;
- форма частиц;
- шероховатость поверхности частиц;
- показатель плотности;
- пределы Аттерберга (число пластичности, показатель консистенции);
- набухание;
- содержание карбонатов;
- содержание органики;

для скальных пород:

- минералогический состав;
- петрографический состав;
- влажность;
- объемный вес;
- пористость;
- скорость звука;
- быстрое водопоглощение;
- набухание;
- долговечность при замачивании;
- прочность при одноосных испытаниях на вдавливание.

5.4.3.11 [3.3.8(1)P] При оценке качества и свойств горных пород и скальных массивов необходимо проводить различие между поведением скального материала при

испытаниях ненарушенных образцов и поведением значительно больших по размерам скальных массивов, которые включают структурные разрывы сплошности, напластования, трещины, зоны сдвигов и пустоты выщелачивания. Необходимо учитывать следующие характеристики разрывов:

- расстояние между разрывами;
- ориентация;
- раскрытие;
- непрерывная длина;
- герметичность;
- шероховатость, включая влияние прежних подвижек;
- наполняющий материал[ 2].

5.4.3.12 [3.3.8(2)P] Кроме того, при оценке свойств горных пород и скальных массивов необходимо учитывать следующие факторы:

- природные напряжения;
- давление воды;
- выраженную неоднородность свойств между различными пластами[ 2].

5.4.3.13 Оценки свойств скальных массивов, таких как:

- прочность и жесткость;
- отдельности, особенно в трещиноватых зонах;
- водопроницаемость системы трещин;
- деформационные свойства выветрелых горных пород,

можно получить, используя классификацию скальных массивов согласно СТ РК 14689-1 .

5.4.3.14 [3.3.8(4)P] Необходимо учитывать чувствительность горных пород, например, к изменениям климата или напряженного состояния. Следует также учитывать влияние химических воздействий на поведение скальных оснований[2].

5.4.3.15 При оценке качества горных пород и скальных массивов следует учитывать следующие свойства:

- некоторые пористые слабые горные породы быстро разрушаются, превращаясь в грунты с низкой прочностью, особенно при выветривании;
- некоторые горные породы имеют высокую растворимость из-за присутствия в них каналов проникания подземных вод, каверн и воронок, которые могут выходить на поверхность земли;
- при разгрузке и доступе воздуха некоторые горные породы сильно набухают из-за поглощения воды глинистыми минералами.

5.4.3.16 [3.3.8.2(1)P] При оценке прочности на одноосное вдавливание и сжимаемость горных пород следует учитывать следующие факторы:

- ориентация оси нагружения относительно, например, направлений анизотропии образцов, плоскостей наслоения, расслоения;
- метод отбора образцов, историю хранения и окружающую среду;
- число испытанных образцов;
- геометрия испытанных образцов;
- влажность и степень водонасыщения при испытаниях;
- продолжительность испытаний и уровень напряжений;



— метод определения модуля деформации и уровень или уровни напряжений, при которых он был определен[ 2].

5.4.3.17 [3.3.9.1(1)P] При оценке параметров водопроницаемости и консолидации следует учитывать следующие факторы:

- влияние неоднородности;
- влияние анизотропии;
- влияние трещин и разломов;
- влияние изменений напряжения при предлагаемой нагрузке[ 2].

5.4.3.18 Измерения водопроницаемости при лабораторных испытаниях образцов малого размера могут не отражать природных условий. Поэтому, по возможности, следует отдавать предпочтение испытаниям больших объемов основания. Но при этом следует учитывать возможные изменения водопроницаемости при увеличении эффективных напряжений по сравнению с величинами в натурных условиях.

5.4.3.19 Иногда водопроницаемость определяется на основе информации о распределении гранулометрического состава.

#### **5.4.4 Геометрические данные**

5.4.4.1 [2.4.4(1)P] Отметки и уклоны поверхности грунта, уровней воды, границ слоев, земляных выемок или размеры геотехнических сооружений должны рассматриваться как геометрические данные[ 2].

#### **5.4.5 Характеристические величины**

##### **5.4.5.1 Характеристические и репрезентативные величины воздействий**

5.4.5.1.[2.4.5.1(1)P] Характеристические и репрезентативные величины воздействий должны определяться в соответствии [ 1].

#### **5.4.6 Характеристические значения геотехнических параметров**

5.4.6.1 [2.4.5.2 (1)P] Характеристические значения геотехнических параметров должны определяться по производным значениям, полученным в лабораторных и полевых испытаниях и дополненным подтвержденным опытом[ 2].

5.4.6.2 [2.4.5.2 (2)P] Характеристическое значение геотехнического параметра должно назначаться как осторожная оценка значения, влияющего на достижение предельного состояния[ 2].

5.4.6.3 [2.4.5.2(3)P] При определении характеристик значений  $c'$  и  $tg\phi'$  следует учитывать, что  $c'$  имеет больший разброс, чем  $tg\phi'$ [ 2].

5.4.6.4 [2.4.5.2(4)P] При выборе характеристических значений геотехнических параметров необходимо учитывать следующее:

— геологическую и другую исходную информацию, например данные предыдущих проектов;

- изменчивость значений измеренных параметров и другую важную информацию, например имеющиеся данные;
- объем натуральных и лабораторных данных;
- тип и число образцов;
- размеры зоны основания, определяющие поведение геотехнического сооружения для данного предельного состояния;
- способность геотехнической конструкции передавать нагрузки от слабых зон к прочным зонам в основании[ 2].

5.4.6.5 Характеристические значения могут приниматься как наименьшие, т. е. тогда они меньше, чем наиболее вероятные значения, или как наибольшие, т. е. больше, чем наиболее вероятные значения.

5.4.6.6 [2.4.5.2(2)P] Во всех расчетах следует использовать наиболее неблагоприятную комбинацию наибольших и наименьших значений независимых параметров[ 2].

5.4.6.7 Если при выборе характеристических значений параметров грунта используются статистические методы, то такие методы должны быть различны для локального и регионального отбора образцов и должны допускать использование априорного знания сопоставимых параметров основания.

5.4.6.8 Если используются статистические методы, то характерное значение должно быть таким, чтобы расчетная вероятность наихудшего значения, от которого зависит наступление рассматриваемого предельного состояния, не превышала бы 5 %.

ПРИМЕЧАНИЕ В данном случае осторожной оценкой средней величины является выбор среднего значения ограниченного набора значений геотехнического параметра с доверительным уровнем вероятности 95 %, а осторожной оценкой малого значения является квантиль 5 %.

5.4.6.9 При использовании стандартных таблиц характеристических значений, относящихся к параметрам по результатам изысканий, характеристическое значение нужно выбирать как очень осторожную оценку.

#### **5.4.7 Характеристические значения геометрических данных**

5.4.7.1[2.4.5.3(1)P] Измеряются характеристические значения уровней грунта и подземных вод или свободной воды, определяются номинальные или расчетные значения верхнего и нижнего уровня[ 2].

5.4.7.2 Характеристические значения уровня грунта и размеров геотехнических сооружений или их элементов должны быть равны номинальным значениям.

#### **5.4.8 Расчетные значения воздействий**

5.4.8.1 [2.4.6.1(1)P] Расчетная величина воздействия должна определяться в соответствии [ 2].

5.4.8.2 [2.4.6.1(2)Р] Расчетная величина воздействия  $F_d$  должна оцениваться непосредственно или получаться по репрезентативным значениям с использованием следующего уравнения [2]:

$$F_d = \gamma_F F_{rep}, \quad (5.10)$$

$$F_{rep} = \psi F_k, \quad (5.11)$$

где  $F_d$  – расчетная величина воздействия;

$F_{rep}$  – его репрезентативная величина;

$\gamma_F$  – частный коэффициент данного воздействия;

$F_k$  – характеристическая величина воздействия;

$\psi$  – коэффициент (применяемый только к переменным и случайным воздействиям) для пересчета характеристических значений в репрезентативные.

В нижеследующей Таблице 5.1 приводятся значения  $\gamma_F$  для зданий, взятые из Таблице А1. Национального приложения к [2] и Таблицах А. 1 – А9. Различные частные коэффициенты приведены в Национальном приложении к [2]. Разъяснения по различным предельным состояниям (EQU, STR/GEO и т.п.) приведены в Таблице 5.1.

**Таблица 5.1 – Частные коэффициенты воздействия для зданий для различных предельных состояний**

Продолжительность воздействия	Результат воздействия	Обозначение $\gamma_F$	Предельное состояние/группа частных коэффициентов				
			EQU	STR/GEO		UPL	HYD
				A1	A2		
Постоянное	Неблагоприятный	$\gamma_{G;dst}$	1,1	1,35	1,0	1,1	1,35
	Благоприятный	$\gamma_{G;std}$	0,9	1,0	1,0	0,9	0,9
Переменное	Неблагоприятный	$\gamma_{Q;dst}$	1,5	1,5	1,3	1,5	1,5

Неблагоприятные воздействия (с индексом «dst») – воздействия, дестабилизирующие конструкцию, а благоприятные воздействия (с индексом «std») – воздействия, стабилизирующие конструкцию. Переменные благоприятные воздействия в таблице не приводятся, поскольку в [2] они намеренно не учитываются (например,  $\gamma_{Q;std} = 0$ ).

ПРИМЕР (используется предельное состояние STR/GEO, группа частных коэффициентов А1). Если репрезентативная вертикальная нагрузка ( $F_{rep}$ ) на основание составляет 100 кН, то расчетная вертикальная нагрузка ( $F_d$ ) равна  $100 \times 1.35 = 135$  кН.

Значения  $\psi$  приведены в [2]. Для геотехнических ситуаций с единственным воздействием  $\psi = 1$ , т.е. репрезентативное и характеристическое значения воздействия совпадают. При нескольких временных воздействиях для неосновной нагрузки  $\psi < 1,0$ .

#### **5.4.9 Расчетные величины геотехнических параметров**

5.4.9.1[2.4.6.2(1)P] Расчетные значения геотехнических параметров  $X_d$  должны оцениваться по характерным значениям с использованием следующей формулы[ 2]:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (5.12)$$

или определяться непосредственно.

где  $X_d$  – расчетное значение свойств материала;

$X_k$  – характеристическое значение этого свойства;

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойства данного материала

5.4.9.2 [2.4.6.2(2)P] В Формуле(5.12) для длительных временных ситуаций, указанных в Приложении А, должны использоваться значения частного коэффициента  $\gamma_M$ .

5.4.9.3 Если расчетные значения геотехнических параметров оцениваются напрямую, то частные коэффициенты, приведенные в приложении А, должны использоваться в качестве справочных по требуемому уровню безопасности.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения в Приложении А дают минимальный уровень безопасности при традиционном проектировании.

Значения  $\gamma_M$  из Приложения А Национального приложения к [2]. Разъяснения по различным предельным состояниям (EQU, STR/GEO и т.п.) приведены в Таблице 5.2.

ПРИМЕР 1 (используется предельное состояние STR/GEO, группа частных коэффициентов M2). Если характеристическая величина прочности на сдвиг в недренированном состоянии ( $c_{uk}$ ) для глины равна 80 кПа, то ее расчетная прочность ( $c_{dk}$ ) равна  $80 \div 1,4 = 57$ кПа.

ПРИМЕР 2 (используется предельное состояние STR/GEO, группа частных коэффициентов M2). Если характеристическая величина угла сопротивления сдвигу ( $\phi'_k$ ) для глины равна  $23^\circ$ , то его расчетное значение ( $\phi'_d$ ) –  $\tan^{-1} ((\tan 23^\circ) \div 1,25) = 18,8^\circ$ .

**Таблица 5.2 – Частные коэффициенты свойств материала для различных предельных состояний**

Параметры грунта	Обозначение	Предельное состояние/группа частных коэффициентов				
		EQU	STR/GEO		UPL	HYD
			M1	M2		
Угол сопротивления сдвигу	$\gamma_{\varphi'}$	1,1*	1,0*	1,25*	1,25*	
Эффективное сцепление	$\gamma_{c'}$	1,1	1,0	1,25	1,25	
Сопротивление сдвигу в недренированном состоянии	$\gamma_{cu}$	1,2	1,0	1,4	1,4	
Предельная прочность	$\gamma_{qi}$	1,2	1,0	1,4	1,4	
Весовая плотность	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0	1,0	—	
*Применяется к $\tan < \varphi'$ , а не $\varphi'$						
**Для анкеров без предварительного напряжения следует использовать большие величины						

#### 5.4.10 Расчетные значения геометрических параметров

5.4.10.1 Коэффициенты для частных воздействий и материалов  $\gamma_F$  и  $\gamma_M$  учитывают малые вариации геометрических параметров. В таких случаях не требуется дополнительный запас надежности геометрических параметров.

5.4.10.2 [2.4.6.3(2)Р] Если вариации геометрических данных существенно влияют на надежность сооружения, то расчетные значения геометрических параметров  $a_d$  должны оцениваться или напрямую, или определяться по номинальным значениям с использованием следующего уравнения [2]:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (5.13)$$

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (5.14)$$

где  $a_d$  – расчетное значение геометрического параметра,

$a_{nom}$  – его номинальное значение,

$\Delta a$  – величина «в запас» для геометрического параметра.

Значение,  $\Delta a$  обычно равно нулю кроме случаев, особо отмеченных в [2] (например, для фундаментов на естественном основании и подпорных конструкций).

#### 5.4.11 Расчетные значения конструктивных параметров

5.4.11.1 [2.4.6.4(1)Р] Расчетные параметры прочности конструктивных материалов и расчетные сопротивления конструктивных элементов должны определяться в соответствии с требованиями [1].

#### 5.4.12 Критические предельные состояния

5.4.12.1 [2.4.7.1(1)P] В случае необходимости производится проверка по следующим предельным состояниям:

- потеря равновесия сооружением и основанием, которые рассматриваются как жесткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунтов основания недостаточны для обеспечения сопротивления (EQU);
- внутреннее разрушение или чрезмерные деформации сооружения или конструктивных элементов, включая, например, фундаменты, сваи, стены подвала и т. д., в которых прочность конструктивных материалов важна для обеспечения сопротивления (STR);
- разрушение или чрезмерные деформации основания, в котором прочность грунта или горной породы важна для обеспечения сопротивления (GEO);
- потеря равновесия сооружением или основанием из-за увеличения давления воды (взвешивание) или другими вертикальными воздействиями (UPL);
- гидравлический подъем в основании, внутренняя эрозия и образование усадочных раковин в грунте, вызванные наличием гидравлических градиентов (HYD) [ 2].

ПРИМЕЧАНИЕ Предельное состояние GEO часто оказывается критическим при назначении размеров конструктивных элементов, связанных с фундаментами или подпорными сооружениям, а иногда с прочностью конструктивных элементов.

5.4.12.2 [2.4.7.1 (2)P] Для длительных или временных ситуаций следует использовать частные коэффициенты, указанные в Приложении А[ 2].

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011. Значения даны в таблицах Приложения А.

5.4.12.3 Все значения частных коэффициентов для воздействий или последствий воздействий в критических ситуациях должны обычно приниматься равными 1,0. Все значения частных коэффициентов для сопротивлений должны в этом случае выбираться в соответствии с конкретными обстоятельствами критической ситуации.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011.

5.4.12.4 [2.4.7.1(4)P] Значения более жесткие (severe), чем указанные в Приложении А, должны использоваться в случаях аномального риска или необычных и чрезвычайно сложных грунтовых условиях и случаях загрузки[ 2].

5.4.12.5 Значения менее жесткие, чем указанные в Приложении А, можно использовать для временных сооружений или временных проектных ситуаций, где это оправдывается обстоятельствами.

5.4.12.6 При определении расчетного значения сопротивления  $R_d$  или расчетного значения результата воздействий  $E_d$  могут вводиться коэффициенты модели  $\gamma_{Rd}$  или  $\gamma_{Sd}$  соответственно для того, чтобы результаты расчетной модели были либо точными, либо отклонялись в сторону запаса.

5.4.12.7 Следует обеспечить соответствие всем предельным состояниям, но, как правило, одно из состояний при проектировании является доминирующим. В частности, EQU редко является критичным за исключением случаев потенциального опрокидывания, например обрушения на откосе скального массива, опрокидывание гравитационных подпорных стенок, а также оснований, подверженных боковым нагрузкам, высоким по отношению к вертикальным нагрузкам. Как правило, наиболее критичными оказываются предельные состояния GEO либо STR.

5.4.12.8 В правилах применения описывается ситуации, при которых приведенные частные коэффициенты могут варьироваться для учета конкретных ситуаций.

### 5.4.13 Проверка статического равновесия

5.4.13.1[2.4.7.2(1)P] При рассмотрении предельного состояния по статическому равновесию или общих перемещений сооружения (EQU) следует проверить, что[ 2]:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (5.15)$$

при

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}_{dst}, \quad (5.16)$$

и

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}_{stb}, \quad (5.17)$$

где  $E_d$  – расчетная величина результата воздействий, индексы  $dst$  и  $stb$  – дестабилизирующий и стабилизирующий эффекты;

$T_d$  – общее расчетное сопротивление конструкции на контакте с грунтом;

$E_d$  – функция расчетных воздействий ( $F_d$ ),

$X_d$  – расчетных свойств материала;

$a_d$  – расчетные геометрические параметры, определенных выше (см. 5.4.6.3).

В этом и следующем пунктах [1] вводится термин «результат воздействий», обозначающий результирующий эффект таких воздействий, как опрокидывающие моменты и силы, изгибающие моменты и силы сдвига, опорные реакции и т.д.

5.4.13.2 [2.4.7.2(2)P] В Формуле (5.15–5.17) должны использоваться частные коэффициенты для постоянных и временных ситуаций[ 2].

**ПРИМЕР** При проектировании гравитационной подпорной стенки опрокидывающий момент относительно нижней передней грани стенки под воздействием дестабилизирующих сил ( $E_{dst;d}$ ) равен 1500 кНм на основании расчета, а сопротивление данной части конструкции на контакте с грунтом ( $T_d$ ) – 100 кНм. Предельное состояние EQU требует, чтобы подпорные стенки под воздействием стабилизирующих сил ( $E_{stb;d}$ ) были больше или равны величине 1400 кНм ( $1500 \text{ кНм} \geq 1400 \div 100 \text{ кНм}$ ).

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Статическое равновесие EQU имеет отношение в основном к проекту конструкций. В геотехническом проекте проверка EQU будет производиться в редких случаях, в таких как жесткие фундаменты на скальном основании, и она, в принципе, отличается от проверки общей устойчивости или

взвешивания. При известном значении сопротивления сдвигу  $T_d$  эти расчеты имеют второстепенное значение.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011. В Таблицах А.1 и А.2 приведены их значения.

#### **5.4.14 Проверка сопротивления для предельных состояний конструкций и основания в длительных и временных ситуациях**

5.4.14.1 [2.4.7.3.1(1)P] При рассмотрении предельного состояния по разрушению или чрезмерным деформациям конструктивного элемента или поперечного сечения или основания (STR и GEO) следует проверить, что[ 2]:

$$E_d \leq R_d, \quad (5.18)$$

где  $R_d$  – расчетные сопротивления этим воздействиям;  
 $E_d$  – расчетное значение результата воздействий.

ПРИМЕР 1 При проектировании гравитационной подпорной стенки изгибающий момент, возникающий в вертикальной части стенки ( $E_d$ ) по расчетам составляет 2500 кНм. Предельное состояние STR требует, чтобы проектировщик убедился в том, что сопротивление вертикальной части стенки изгибу ( $R_d$ ) больше или равно 2500 кНм.

ПРИМЕР 2 При этом же проектировании горизонтальная сила сдвига, действующая на основание стенки ( $E_d$ ), по расчетам, равна 1000 кН. Предельное состояние GEO требует, чтобы проектировщик убедился в том, что сопротивление сдвигу грунта по подошве стенки ( $R_d$ ) больше или равно 1000 кН.

#### **5.4.15 Расчетные результаты воздействий**

Частные коэффициенты можно применять или к воздействиям  $F_{\text{геп}}$ , или к результатам этих воздействий  $E$ :

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{\text{геп}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.19)$$

или

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{\text{геп}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.20)$$

В Уравнении (5.19) частный коэффициент  $\gamma_F$  применяется к репрезентативным воздействиям до расчета результата этих воздействий. В Уравнении (5.20) результат воздействий рассчитывается с использованием репрезентативных воздействий, а затем умножается на  $\gamma_E$ . Значение  $\gamma_F$  и  $\gamma_E$ , приведенные в Национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011.

5.4.15.1 В некоторых проектных ситуациях применение частных коэффициентов к репрезентативным величинам воздействий от грунта или через грунт (давления грунта или воды) может привести к неоправданным или даже физически невозможным проектным значениям. В этих ситуациях коэффициенты могут применяться непосредственно к результатам воздействий, полученным по репрезентативным величинам воздействий.



ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к [2]. В Таблицах А.3 и А.4 приведены их значения.

#### 5.4.16 Расчетные сопротивления

5.4.16.1 Частные коэффициенты можно применять или к параметрам грунта  $X$ , или к сопротивлениям  $R$  следующим образом:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{геп}}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (5.21)$$

или

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{геп}}; X_k; a_d \} / \gamma_R, \quad (5.22)$$

или

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{\text{геп}}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R, \quad (5.23)$$

В уравнениях (5.21) и (5.22)  $\gamma_R$  – частный коэффициент для сопротивления, другие обо-значения соответствуют ранее приведенным определениям. При использовании Уравнения (5.22) для расчета результатов воздействий  $\gamma_F$  принимается равным 1.0.

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1.0 м, покоящийся на однородном пласте без наклона, глины с характеристиками прочности – сцеплением в недренированном состоянии  $c_u = 100$  кПа. Давления пригрузки  $q = 10$  кПа, по бокам фундамента. Тогда величина расчетного сопротивления:

$$R_d = 5,14 c_u + q = 5,14 \times 100 + 10 = 524 \text{ кПа.}$$

Коэффициенты формы подошвы и наклона нагрузки для ленточного фундамента равны 1,0.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В проектных процедурах, в которых результаты воздействий корректируются коэффициентами, частный коэффициент на воздействия  $\gamma_F = 1,0$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении. В Таблицах А.1- А9 приведены их значения.

#### 5.4.17 Принципы проектирования

5.4.17.1 [2.4.7.3.4.1(1)Р] Применение формул (5.19,5.20) и (5.21,5.22,5.23) определяется использованием одного и трех принципов проектирования [2]. Принципы проектирования введены стандартом [ 1] для устранения различий при проектировании в разных странах Европы.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В национальном приложении указано, как использовать формулы (5.19,5.20) и (5.21,5.22,5.23), и какой принцип применим.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Подробные пояснения принципов проектирования даются в Приложении В.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Частные коэффициенты в Приложении А, которые используются в Формулах (5.19,5.20) и (5.21,5.22,5.23), собраны в группы, имеющие следующие обозначения:

- А (для воздействий и результатов воздействий),
- М (для параметров грунта),
- R (для сопротивлений).

Они выбираются в соответствии с принципом проектирования.

### 5.4.18 Проектный принцип 1

5.4.18.1 [2.4.7.3.4.2(1)P] За исключением проектирования свай и анкеров на действие осевой нагрузки следует проверять их предельные состояния при разрушении или чрезмерной деформации при следующих сочетаниях частных коэффициентов[ 2]:

сочетание 1:  $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R1$ ;

сочетание 2:  $A2 \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R1$ ,

где «+» означает «в сочетании с...».

ПРИМЕЧАНИЕ В сочетаниях 1 и 2 частные коэффициенты применяются к воздействиям и параметрам прочности грунта.

ПРИМЕР 1 Ленточный фундамент шириной 1,5 м на однородном пласте глины со свойствами:  $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$ ,  $c_u = 60 \text{ кПа}$  оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие)  $V_d = 170 \text{ кПа}$  при давлении пригрузки  $q = 25 \text{ кПа}$ .

ПРИМЕР 2 Принцип проектирования 1. Сочетание 1. Из всех частных коэффициентов групп  $A1 + M1 + R1$ , только коэффициенты группы  $A1$  имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент  $\gamma_G = 1.35$

$$R_d / A' = 5.14 \times 60 + 25 = 333.4 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1.35 = 229.5 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d \text{ и таким образом условие сочетания 1 выполняется.}$$

Принцип проектирования 1 Сочетание 2

Из всех частных коэффициентов групп  $A2 + M2 + R1$ , только коэффициенты группы  $M2$  имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент  $\gamma_{cu} = 1.4$ .

$$R_d / A' = (\pi + 2)c_u / \gamma_{cu} + q = 5.14 \times 60 / 1.4 + 25 = 245.28 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d \text{ и таким образом условие сочетания 2 выполняется.}$$

5.4.18.2 [2.4.7.3.4.2( 2)P] При проектировании свай на действие осевых нагрузок следует делать проверку по предельным состояниям при разрушении или чрезмерной деформации для следующих сочетаний частных коэффициентов[ 2]:

сочетание 1:  $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R1$ ;

сочетание 2:  $A2 \llcorner + \gg (M1 \text{ или } M2) \llcorner + \gg R4$ .

ПРИМЕЧАНИЕ В сочетании 1 частные коэффициенты применяются к воздействиям и параметрам прочности грунта.

В сочетании 2 частные коэффициенты используются для воздействий, сопротивления основания и иногда для прочностных параметров грунтов основания.

5.4.18.3 Если очевидно, что проект зависит от одного из двух сочетаний, то расчет на другие сочетания не требуется. Однако различные сочетания могут быть критичными в различных ситуациях для одного и того же проекта.

Данное правило применения распространяется только на Принцип проектирования 1, при котором необходимо учитывать два сочетания групп частных коэффициентов. От одного можно отказаться, если очевидно, что другое является определяющим для проектирования.

### 5.4.19 Проектный принцип 2

5.4.19.1 [2.4.7.3.4.3 (1)P] Нужно проверить, что предельного состояния или чрезмерных деформаций при разрушении не достигается для следующего сочетания наборов частных коэффициентов[ 2]:

сочетание:  $A1 \ll + \gg M1 \ll + \gg R2$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При таком подходе частные коэффициенты применяются для воздействий или результатов воздействий и для сопротивлений грунтов основания.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если используется этот подход для расчета откосов и общей устойчивости, то результат воздействий на поверхности разрушения умножается на  $\gamma_E$ , а сопротивление сдвигу вдоль поверхности разрушения делится на  $\gamma_{R,e}$ .

### 5.4.20 Проектный принцип 3

5.4.20.1 [2.4.7.3.4.4 (1)P] Необходимо проверять, что не достигается предельное состояние по разрушению или чрезмерной деформации при следующем сочетании частных коэффициентов[ 2]:

сочетание:  $(A1^* \text{ или } A2^\dagger) \ll + \gg M2 \ll + \gg R3$ ,

\* – для воздействий от сооружений;

† – для геотехнических воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 При таком подходе частные коэффициенты применяются к воздействиям или результатам воздействий от сооружения и к параметрам прочности грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для расчета откосов и общей устойчивости воздействия на грунт (т. е. воздействия сооружений, транспортные нагрузки) рассматриваются как геотехнические воздействия с использованием группы коэффициентов нагрузки A2.

### 5.4.21 Процедура проверки и частные коэффициенты для поднятия грунта

5.4.21.1 [2.4.7.4(1)P] Проверка на поднятие грунта – это проверка того, что проектное сочетание постоянных и переменных вертикальных воздействий  $V_{dst,d}$  меньше или равно сумме проектного значения стабилизирующих постоянных вертикальных воздействия  $G_{stb;d}$  и проектной величины дополнительного сопротивления поднятию  $R_d$ :

$$V_{dst,d} \leq G_{stb;d} + R_d, \quad (5.24)$$

где  $V_{dst,d} = G_{dst;d} + Q_{dst,d}$ .

$V_{dst;d}$  – расчетное дестабилизирующее вертикальное воздействие;

$G_{stb;d}$  – расчетное стабилизирующее постоянное вертикальное воздействие;

$R_d$  – расчетной значение дополнительного сопротивления подъему;

$V_{dst,d}$  складывается из постоянной ( $G$ ) переменной ( $Q$ ) составляющих. Переменные стабилизирующие воздействия игнорируются[ 2].

ПРИМЕР На основании действует репрезентативная переменная характеристическая сила подъема  $Q_{dst;d} = 100$  кН и репрезентативная постоянная сила подъема  $G_{dst;d} = 500$  кН. Суммарная репрезентативная стабилизирующая сила ( $G_{stb;rep}$ ) = 800 кН. Допустим, что  $R_d = 0$  кН.

$$Q_{dst;d} = Q_{dst;rep} \times \gamma_{Q;dst} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ кН}$$

$$G_{dst;d} = G_{dst;rep} \times \gamma_{G;dst} = 500 \times 1.0 = 500 \text{ кН}$$

Таким образом:

$$V_{dst;d} = 500 + 150 = 650 \text{ кН}$$

$$G_{dst;d} = G_{dst;rep} \times \gamma_{G;dst} = 800 \times 0.9 = 720 \text{ кН}$$

и условие соблюдено.

5.4.21.2 Дополнительное сопротивление поднятию можно также рассматривать как стабилизирующее постоянное вертикальное воздействие  $G_{stb;d}$ .

5.4.21.3 [2.4.7.4 (3)Р СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011] Частные коэффициенты для  $G_{dst;d}$ ,  $Q_{dst;d}$ ,  $G_{stb;d}$  и  $R_d$  для длительных и кратковременных ситуаций должны использоваться в формуле (5.24).

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении. В Таблицах А.1- А9 приведены их значения.

## 5.4.22 Проверка сопротивления разрушению при поднятии от фильтрации воды в грунте

5.4.22.1[2.4.7.5(1)Р] При рассмотрении предельного состояния по разрушению из-за фильтрации воды в грунте (НУД ) для каждого характерного столба грунта необходимо проверить, что проектная величина дестабилизирующего полного порового давления воды  $u_{dst;d}$  по низу столба или проектная величина силы фильтрации в столбе грунта  $S_{dst;d}$  меньше или равна стабилизирующему полному вертикальному напряжению  $\sigma_{stb;d}$  по низу грунтового столба или весу этого столба во взвешенном состоянии  $G'_{stb;d}$ :

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}, \quad (5.25)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}, \quad (5.26)$$

где  $u_{dst;d}$  – расчетное значение суммарного дестабилизирующего порового давления воды в нижней столба грунта;

$\sigma_{stb;d}$  – соответствующее суммарное стабилизирующее вертикальное напряжение;

$S_{dst;d}$  – расчетное значение силы фильтрации в столбе грунта;

$G'_{stb;d}$  – вес этого столба в погруженном состоянии [ 2].

ПРИМЕР Характеристические значения порового давления и суммарного вертикального напряжения – 60 кПа и 80 кПа, соответственно. Расчетное суммарное стабилизирующее вертикальное напряжение:

$$\sigma_{stb;d} = \sigma_{stb;k} \times \gamma_{G;stb} = 80 \times 0.9 = 72 \text{ кПа}.$$

Расчетное суммарное дестабилизирующее поровое давление:

$$u_{dst;d} = \sigma_{dst;k} \times \gamma_{G;dst} = 60 \times 1.35 = 81 \text{ кПа}.$$

В данном случае  $u_{dst;d}$  не меньше  $\sigma_{stb;d}$  и, поэтому условие не выполняется.

5.4.22.2[2.4.7.5(2)Р СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011] Для длительных и кратковременных нагрузок в формулах (5.20) и (5.21) следует использовать частные коэффициенты  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$ ,  $S_{dst;d}$  и  $G'_{stb;d}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении. В таблице А.17 приведены их значения.

5.4.22.3 При учете давлений подземных вод и сил фильтрации в предельных состояниях, чреватых тяжелыми последствиями (это обычно аварийные предельные состояния), проектные значения должны приниматься как наиболее неблагоприятные в пределах срока службы сооружения. Для предельных состояний с менее тяжелыми последствиями (обычно это предельные состояния по возможности нормальной эксплуатации), проектные значения должны быть наиболее неблагоприятными в нормальных обстоятельствах.

5.4.22.4 Следует учитывать следующие факторы, которые могут влиять на давление воды:

- уровень поверхности свободной воды или уровень подземных вод;
- благоприятные или неблагоприятные воздействия дренажа как природного, так и искусственного, с учетом техобслуживания в будущем;
- приток воды за счет дождей, наводнений, прорывов водопроводов и других источников;
- изменения давлений воды за счет роста или удаления растительности.

5.4.22.5 Проектный уровень грунтовых вод должен приниматься равным максимально возможному вплоть до уровня поверхности грунта, если нет обоснования эффективности системы дренажа.

### 5.4.23 Эксплуатационные предельные состояния

5.4.23.1[2.4.8(1)Р ] Проверка основания или конструкций, элементов или стыков по эксплуатационным предельным состояниям требует выполнения неравенства[ 2]:

$$E_d \leq C_d, \quad (5.27)$$

где  $E_d$  – расчетное значение результата воздействий;

$C_d$  – лимитирующее расчетное значение результата воздействия.

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1.2 м, покоящийся на однородном пласте глины с характеристической прочностью в недренированном состоянии  $c_u = 120$  кПа и коэффициентом объемной сжимаемости  $m_v = 0,0001$  м<sup>2</sup>/кН, подвергается репрезентативному вертикальному воздействию  $V = 240$  кН. С учетом толщины эффективного консолидирующего слоя 3 м и среднего увеличения напряжения на 75 кПа консолидационная осадка составит:

$$S_I = 75 \times 0,0001 \times 3 = 22,5 \text{ мм}$$

Если первичная осадка  $s_0 = 5$  мм, а осадка ползучести  $S_2 = 0$ , то суммарная осадка:

$$s = s_0 + s_I + s_2 = 27,5 \text{ мм}$$

Таким образом,  $E_d = 27,5$  мм. Это значение должно быть меньше или равно  $C_d$ , расчетному пределу осадки, для того, чтобы соответствовать эксплуатационному предельному состоянию. Все частичные коэффициенты безопасности по воздействиям, материалам и сопротивлениям при расчете осадки принимаются равными 1,0.

5.4.23.2 Значения частных коэффициентов для эксплуатационных предельных состояний обычно принимаются равными 1,0.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011.

5.4.23.3 Характеристические значения должны меняться в соответствии с изменениями свойств грунтов основания, вызванных понижением уровня подземных вод или усадкой при высыхании, которые могут произойти в течении срока службы сооружения.

5.4.23.4 Можно удостовериться, что в небольшом диапазоне напряжений в грунтах, деформации не превысят предельных значений по условиям нормальной эксплуатации, что делает данный упрощенный подход ограниченным при следующих условиях:

- величина деформации не требует проверки предельного состояния пригодности к эксплуатации;
- имеется установленный сравнительный опыт с аналогичными грунтом, конструкцией и методом применения.

5.4.23.5 [2.4.8(5)P] Ограничением для деформаций является величина, при которой в сооружении может возникнуть эксплуатационное предельное состояние (недопустимые осадки или крен). Это предельное состояние согласуется при проектировании сооружения[ 2].

#### **5.4.24 Ограничения перемещений фундаментов**

5.4.24.1 [2.4.9(1)P] При проектировании фундаментов необходимо установить ограничения на перемещения фундаментов[2].

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов приведены в национальном приложении к СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011. (Приложение E).

5.4.24.2 [2.4.9(2)P] Любые неравномерные перемещения фундаментов, вызывающие деформации надфундаментных конструкций должны быть ограничены для того, чтобы исключить достижение предельного состояния в этих конструкциях[ 2].

5.4.24.3 [2.4.9(3)P] При выборе проектных ограничений перемещений и деформаций следует учитывать следующее[ 2]:

- наличие уверенности в том, что приемлемое значение перемещения назначить можно;
- возникновение и величину перемещений основания;
- вид сооружения;
- вид материалов конструкций;
- вид фундамента;
- тип основания;
- характер деформаций;
- предполагаемое использование сооружения;
- обеспечение беспрепятственного доступа технического персонала в сооружение.

5.4.24.4 [2.4.9(4)P] При расчете неравномерных деформаций необходимо учитывать [ 2]:

- возникновение и величину перемещений основания;
- случайные и систематические вариации свойств грунтов основания;
- распределение нагрузок;
- метод строительства (включая последовательность нагружения);
- жесткость сооружения в процессе строительства и после окончания строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ При отсутствии заданных предельных значений деформаций надфундаментных конструкций можно использовать значения деформаций конструкций и перемещений основания, приведенные в Приложении Е.

В правилах применения 5.4.13 перечислены факторы, которые следует учитывать при выборе расчетных значений лимитирующих перемещений и деформаций, а также при расчете дифференциальной осадки. На практике трудно установить лимитирующие величины для перемещений фундамента.

#### **5.4.25 Проектирование по предписаниям**

5.4.25.1 Если расчетные модели отсутствуют или не нужны, то можно избежать превышения предельных состояний, используя предписания, которые включают традиционные правила проектирования и контроль материалов, выполнения работ, защиты и технического обслуживания.

5.4.25.2 Проектирование по предписаниям допустимо, если имеется сопоставимый опыт, который делает излишним проведение расчетов. Это также относится к морозостойкости, химической и биологической агрессии, которые обычно невозможно достоверно учесть.

ПРИМЕЧАНИЕ Ссылки на такие традиционные и консервативные правила включены в национальное приложение.

#### **5.4.26 Испытания нагрузкой и испытания экспериментальных моделей**

5.4.26.1[2.6(1)P] Если при проектировании используются результаты испытаний нагрузкой, или данные испытаний моделей крупного или мелкого масштаба, или альтернативные подходы, надо рассматривать и учитывать следующие факторы[2]:

- различие грунтовых условий при испытаниях и на строительной площадке;
- временные эффекты, особенно тогда, когда продолжительность испытаний намного меньше, чем продолжительность нагружения реальных конструкций;
- масштабные эффекты, особенно в случае использования малых моделей; следует учитывать влияние уровня напряжений размера частиц грунта.

5.4.26.2 Испытания можно проводить на образцах реальных конструкций, на полномасштабных и мелкомасштабных моделях.

**5.4.27 Наблюдательный метод**

5.4.27.1 Если прогноз геотехнических аспектов поведения сооружения затруднен, то целесообразно применить подход, известный как «наблюдательный метод», который предполагает пересмотр проекта в процессе строительства.

5.4.27.2 [2.7(2)P] Необходимо выполнение следующих требований до начала строительства[ 2]:

- должны быть установлены приемлемые пределы характеристик;
- оценить возможный диапазон этих характеристик и показать, что имеется приемлемая вероятность того, что реальные характеристики будут находиться внутри приемлемых пределов;
- должен быть разработан план контроля. Контроль будет обнаруживать, лежат ли реальные характеристики внутри приемлемых пределов. Контроль необходимо проводить ясно, на достаточно ранней стадии, и с достаточно короткими интервалами, чтобы позволить успешно предпринять возможные воздействия;
- время реакции измерительных приборов и процедуры анализа результатов должны быть достаточно быстрыми в отношении возможного развития системы;
- должен разрабатываться план случайных воздействий, если контроль обнаруживает, что характеристики лежат вне приемлемых значений.

5.4.27.3 [2.7(3)P] Во время строительства контроль необходимо проводить в соответствии с планом[ 2].

5.4.27.4 [2.7(4)P] Результаты мониторинга оцениваются поэтапно, а аварийные мероприятия проводятся в случае превышения допустимых пределов поведения[ 2].

5.4.27.5 [2.7(5)P ] Если оборудование для проведения мониторинга не дает надежных данных соответствующего формата и в достаточном объеме, то его следует заменить и дополнить[ 2].

**5.4.28 Геотехнический отчет**

5.4.28.1[2.8(1)P] Допущения, данные, методы расчета и результаты верификации надежности и функциональности должны быть отражены в отчете о геотехническом проекте[ 2].

5.4.28.2 Подробность отчетов о геотехническом проекте существенно меняется в зависимости от типа проекта. Для простых проектов может быть достаточно одной страницы.

5.4.28.3 Отчет о геотехническом проекте должен, как правило, включать следующие пункты со ссылкой на отчет о геотехнических изысканиях и на другие документы, которые содержат больше информации:

- описание площадки и окружающей территории;
- описание грунтовых условий;
- описание предполагаемого строительства, включая воздействия;
- проектные значения параметров грунта и скальных пород, включая обоснование, если это необходимо;
- ссылки на применяемые коды и стандарты;



– утверждения о пригодности площадки для предполагаемого строительства и уровень приемлемых рисков;

- проектные геотехнические расчеты и чертежи;
- рекомендации по проекту фундаментов;
- перечень позиций, требующих проверки в период строительства или выполнения технического обслуживания или мониторинга.

5.4.28.4[2.8(4)P] Отчет по геотехническому проекту должен включать план надзора и контроля, при необходимости[2]. Позиции, которые требуют проверки во время строительства или требуют обслуживания после строительства, должны быть четко обозначены. Когда необходимые позиции были выполнены во время строительства, они должны регистрироваться в приложении к отчету.

5.4.28.5 Надзор и контроль отчета в геотехническом проекте должен устанавливать:

- цель каждой группы наблюдений и измерений;
- части сооружения, подлежащие мониторингу и точки проведения наблюдений;
- периодичность снятия отсчетов;
- способы обработки результатов наблюдений;
- диапазон ожидаемых результатов;
- продолжительность мониторинга после окончания строительства;
- стороны, ответственные за проведение измерений и наблюдений, за интерпретацию полученных результатов и за техническое обслуживание измерительных приборов.

5.4.28.6[2.8(6)P] Владелец/заказчику должна быть представлена выписка из отчета о геотехнических изысканиях, содержащая требования к надзору, мониторингу и техническому обслуживанию завершеного сооружения[ 2].

## **6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)**

### **6.1 Расчет оснований по критическим предельным состояниям (несущей способности)**

6.1.1 Выбор строительной площадки осуществляется с учетом особенностей инженерно-геологических условий, исключающих:

- провала или чрезмерного оседания (подрабатываемые территории);
- опасности разлома грунтового основания;
- неустойчивости склона;
- остаточной осадки (набухающие, просадочные, засоленные грунты, илы).

6.1.2 К расчетам по критическим предельным состояниям (несущей способности) оснований относятся: потеря устойчивости; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; резонансные колебания; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести.

6.1.3 [6.5.2.1(1)P] Расчет оснований по критическим предельным состояниям(несущей способности) производится исходя из условия[ 2]

$$V \leq R, \quad (6.1)$$

где  $V$  – расчетное воздействие на основание;  
 $R$  – сила предельного сопротивления основания;

$$V_d \leq R_d, \quad (6.2)$$

где  $V_d$  – расчетное значение вертикальной нагрузки (или компоненты суммарного воздействия), направленной перпендикулярно подошве фундамента;

$R_d$  – расчетное значение сопротивления этой нагрузке.

Уравнение (6.2) является видом уравнения (5.20) в котором  $E_d$  заменено на  $V_d$ .

$V_d$  должен учитывать вес фундамента, вес всего материала засыпки и давление всего грунта. Давление воды, не вызванное нагрузкой фундамента, должно учитываться как воздействие.

$R_d$  определяется в соответствии с уравнениями (5.21;5.22;5.23).

6.1.4 При рассмотрении предельного состояния по разрушению или чрезмерным деформациям конструктивного элемента или поперечного сечения или основания (STR и GEO) следует проверить, что:

$$E_d \leq R_d, \quad (6.3)$$

где  $R_d$  – проектная величина сопротивления воздействию;

$E_d$  – проектная величина результата воздействия.

6.1.5 Целью расчета оснований по критическим предельным состояниям (несущей способности) является обеспечение прочности и устойчивости нескальных и скальных оснований, а также сдвига фундаментов или опрокидывания и производится в основном если:

- на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;
- сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- основание сложено скальными грунтами;
- основание сложено водонасыщенными глинистыми грунтами;
- фундаменты работают на выдергивание (анкерные).

6.1.6 Расчет оснований по критическим предельным состояниям (несущей способности) является окончательным для выбора размеров фундамента (ширины подошвы, площади и глубины заложения)

## 6.2 Общая устойчивость

6.2.1 Общую устойчивость при наличии или отсутствии фундаментов необходимо обязательно проверять в следующих ситуациях:

- вблизи или на природном склоне или искусственном откосе;
- вблизи котлованов или подпорных стен;

- вблизи рек, каналов, озер, резервуаров или морского берега;
- вблизи горных выработок или заглубленных сооружений.

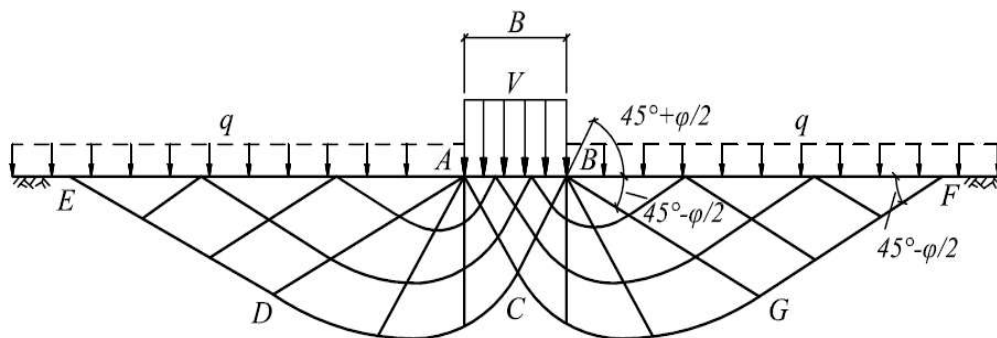
### 6.3 Несущая способность

6.3.1 При определении несущей способности необходимо использовать общепризнанные методы. Используемая нормативная литература рекомендует методы предельных состояний. По Еврокоду «Геотехника – 7» расчет оснований ведут по несущей способности, а затем проверяют допустимость деформаций. В используемой нормативной литературе при проектировании в Казахстане первичным является расчет по деформациям, и только в определенных случаях проводится проверка несущей способности основания. Сравнивая методы определения предельного давления на грунт, отметим, что нашими нормативными документами используются решения теории предельного равновесия: предполагая, что грунтовое основание под подошвой фундамента находится в стадии пластического течения. По Еврокоду решения несущей способности основываются на предпосылке об образовании под подошвой фундамента жесткого клина из уплотненного грунта, который, надвигаясь на окружающий грунт, вызывает в нем предельное состояние

6.3.2 Следует рассматривать аналитический расчет краткосрочного и долгосрочного значений  $R_d$  особенно в мелкодисперсных грунтах.

6.3.3 Допускается использование аппроксимирующих формул для определения расчетной вертикальной несущей способности, полученных из теории пластичности или по экспериментальным данным. Следует учитывать следующие факторы:

- прочность основания, обычно при проектных значениях  $c_u$ ,  $c'$  и  $\varphi$ ;
- эксцентричность и наклон проектных нагрузок;
- форма, глубина и наклон фундамента;
- наклон поверхности основания;
- давление грунтовых вод и гидравлические градиенты;
- неоднородность основания, особенно слоистость.



**Рисунок 6.1 – Схема расчетной модели для определения несущей способности основания**

6.3.4 Расчетные формулы определения несущей способности оснований, где грунт моделируется телом Кулона (для основания, обладающего трением и сцеплением) или

телом Сен–Венана (для идеально связного основания), рассматривают фундамент, передающий основаниям равномерно распределенную нагрузку. Расчетная схема разрушения основания обладающих трением, предполагает, что нарушение устойчивости основания возникает в результате смещения выпираемого массива грунта по заданной поверхности скольжения. Область выпирания состоит из трех зон: зона ABC непосредственно под подошвой фундамента образует клин из уплотненного грунта, который продавливается вниз. Клин и фундамент за счет трения по подошве перемещаются как единое целое. Перемещающийся клин распирает примыкающие к нему зоны BCG криволинейного сдвига. В свою очередь, от зоны BCG давление передается зонам BGF прямолинейного сдвига. Грунт принимается несжимаемым в области выпора (Рисунок 6.1).

6.3.5 Несущая способность основания  $R$ , воспринимающего равномерно распределенную нагрузку от фундамента, в соответствии с решением складывается из трех составляющих пассивного сопротивления грунта: компонента  $E_\gamma$ , вызванного весом грунта в зонах BCG и BGF области отпора; компонента  $E_q$ , который вызывается весом грунта, залегающим между подошвой заглубленного фундамента и поверхностью грунта, а также компонента  $E_c$ , определяемого сцеплением грунта.

6.3.6 Расчетная формула по определению удельной несущей способности основания:

$$R_d = R / A = (\gamma B) / 2 \cdot N_\gamma + c N_c + \gamma' D_f N_q, \quad (6.4)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта под подошвой фундамента;

$\gamma'$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

$B$  – ширина подошвы фундамента;

$A = B \cdot l$  – площадь подошвы 1 м ленточного фундамента;

$D$  – глубина заложения фундамента;

$N_\gamma, N_c, N_q$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения –  $\varphi$ .

6.3.7 При пользовании формулой (6.4) предложено различать две категории оснований в зависимости от состояния грунтов. В плотных песках и пылевато–глинистых грунтах полутвердой консистенции разрушение наступает в условиях небольшого прироста деформации. Такой сдвиг назван общим. В рыхлых песках и грунтах мягкопластичной консистенции разрушение происходит в локальных зонах и сопровождается развитием все возрастающей деформаций. В условиях местного сдвига предложено прочностные характеристики грунтов (сцепление –  $c$  и угол внутреннего трения –  $\varphi$ .) вводить в расчет уменьшенными на 30 %, учитывая тем самым влияние повышенной деформативности грунтов второй расчетной категории на величину несущей способности основания. Это предложение реализуется использованием в Формуле (6.4) уменьшенных значений безразмерных параметров  $N_\gamma, N_c$  и  $N_q$ , которые определяются для местного сдвига.

6.3.8 Влияние уровня подземных вод на прочность основания в Формуле (6.4) учитывается выбором значений удельных весов  $\gamma$  и  $\gamma'$ . Если уровень подземных вод

доходит до подошвы фундамента, величина  $\gamma$  с учетом взвешивания принимается равной половинному значению удельного веса грунта. Если подземные воды находятся на глубине более чем  $2B$  от подошвы фундамента, то в расчете используется полное значение удельного веса. При промежуточных значениях глубины залегания подземных вод рекомендуется линейная интерполяция значений  $\gamma$ . Значения удельного веса грунта  $\gamma'$  также принимаются с учетом взвешивания при условии, что уровень грунтовых вод располагается выше подошвы фундамента. Для применения формул типа (6.4) в различных случаях нагружения фундаментов и соотношении сторон подошвы фундаментов по материалам экспериментально–теоретических исследований получены соответствующие поправочные коэффициенты.

6.3.9 С учетом систем коэффициентов расчетная формула по определению удельной несущей способности основания имеет универсальный вид:

$$R = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} i_{\gamma} \lambda_{\gamma} d_{\gamma} = \gamma' D_f N_q i_q \lambda_q d_q Q_{ult} + c N_c i_c \lambda_c d_c, \quad (6.5)$$

где  $i$ ,  $\lambda$ ,  $d$  – эмпирические коэффициенты, учитывающие соответственно наклон нагрузки, форму подошвы фундамента и глубину его заложения;

$B'$  – эффективная ширина подошвы фундамента с учетом эксцентриситета -  $e_B$  приложения внешней грузки.

6.3.10 Если основание сложено медленно уплотняющимися связными грунтами и возможно быстрое приложение нагрузок, то прочность грунта определяется, в основном, сцеплением ( $\varphi = 0$ ). В этом случае обобщенная Формула (6.5) для определения несущей способности приводится к виду

$$R = 5.14 c' (1 - i_c' + \lambda_c' + d_c'') + \gamma' D_f N_q, \quad (6.6)$$

где  $c'$  – удельное сцепление в неконсолидированно–недренированных испытаниях;

$c_c'$ ,  $\lambda_c'$ ,  $d_c''$  – экспериментально обоснованы поправочные коэффициенты, учитывающие соответственно наклон нагрузки, форму подошвы фундамента и глубину его заложения.

## 6.4 Аналитический метод вычисления несущей способности грунта

### 6.4.1 Условия без дренирования

6.3.4.1 Расчетная несущая способность в условиях без дренирования может быть определена по формуле

$$R / A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q, \quad (6.7)$$

где  $A' = B'L'$  – проектная эффективная площадь фундамента;

$B'$  – эффективная ширина фундамента;

## НТП РК 07-01.4-2012

$L'$  – эффективная длина фундамента;

$s$  безразмерными коэффициентами для:

– наклона подошвы фундамента:  $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$ ;

– формы фундамента:  $s_c = 1 + 0,2 \cdot (B' / L')$  для прямоугольной формы;

$s_c = 1,2$  для квадратной или круглой формы;

$q$  – пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента;

$i$  – коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления  $c$ , пригрузки  $q$  и удельного веса грунта  $\gamma$ ;

– наклона нагрузки с горизонтальной составляющей  $H$ :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right), \quad (6.8)$$

где  $H \leq A'c_u$ .

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1,5 м, покоящийся на однородном пласте без наклона, глины с характеристической прочностью в недренированном состоянии  $c_u = 130$  кПа, подвергается репрезентативному вертикальному воздействию  $V = 250$  кН. Предельная несущая способность при давлении пригрузки  $q = 25$  кПа:

$$R/A' = 5,14c_u + q = 5,14 \times 130 + 25 = 693,2 \text{ кПа}$$

Тогда отношение величины сопротивления к величине репрезентативного вертикального воздействия для основания с эффективной площадью поверхности  $A' = 1,5 \text{ м}^2$  равно:

$$R/V = 693,2 \times 1,5 / 250 = 4,15$$

Для того, чтобы  $R$  было больше  $V$ , прочность в недренированном состоянии должна уменьшиться до величины менее 39 кПа (т.е. до величины, составляющей менее 30% от фактического значения). Поэтому, в расчете на осадку необходимости нет.

### 6.4.2 Условия с дренированием

6.4.2.1 Расчетная несущая способность в условиях с дренированием может быть определена по формуле

$$R / A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (6.9)$$

где  $A = BL$  – проектная площадь фундамента;

$B$  – ширина фундамента;

$L$  – длина фундамента;

$q'$  – расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;

$\alpha$  – наклон подошвы фундамента к горизонтали;

$i$  – коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления  $c$ , пригрузки  $q$  и удельного веса грунта  $\gamma$ ;

$s$  – коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

$b$  – проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

$\gamma'$  – проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;

с проектными значениями безразмерных коэффициентов  $N$  с нижними индексами для  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

для:

– несущей способности:

$$N_c = e^{mg\varphi'} \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi' / 2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$$N_c = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi', \text{ где } \delta \geq \varphi' / 2 \text{ (шероховатая подошва фундамента);}$$

– наклонной подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

– формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \text{ для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ для прямоугольной, квадратной или круглой формы;}$$

– наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей  $H$ :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1};$$

где  $m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$ , если  $H$  действует в направлении  $B'$ ;

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')], \text{ если } H \text{ действует в направлении } L'.$$

где  $D$  – глубина заложения;

$e$  – эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами  $B$  и  $L$ ;

$m$  – показатель степени в формулах для коэффициентов наклона  $i$ ;

$V$  – вертикальная нагрузка;

$\theta$  – угол направления для  $H$ .

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол  $\theta$  с направлением  $L'$ ,  $m$  можно вычислять по формуле

$$m = m_e = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin \theta, \quad (6.10)$$

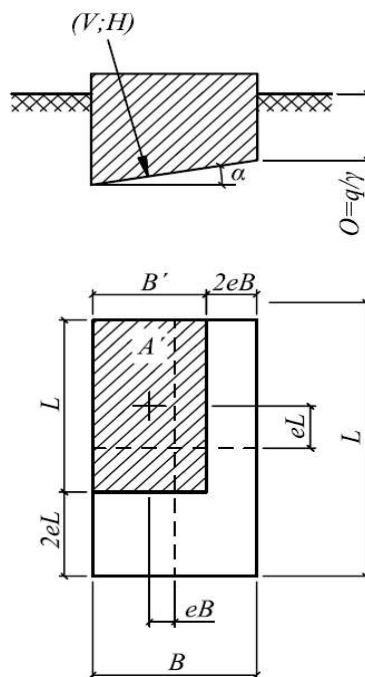


Рисунок 6.2 – К примерам определение несущей способности основания

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1,5 м на однородном пласте глины со свойствами:  $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi' = 21^\circ$ ,  $c' = 12 \text{ кПа}$  и  $c_u = 50 \text{ кПа}$ , оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) = 170 кПа, которое определено с учетом веса фундамента и находящегося на нем. Зеркало воды находится ниже зоны влияния фундамента, а основание фундамента находится на глубине 0,55 м ниже уровня земли.

Условия без дренирования (краткосрочные)

$$R_d / A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q = (\pi + 2)c_u + q,$$

Коэффициенты подошвы, формы и наклона нагрузки для ленточного фундамента равны 1,0.

Принцип проектирования 1 Сочетание 1

Из всех частных коэффициентов групп A1 + M1 + R1, только коэффициенты группы A1 имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент  $\gamma_G = 1,35$

$$R_d / A' = 5.14 \times 50 + 0.55 \times 19 = 267.45 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1.35 = 229.5 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d \text{ и таким образом условие сочетания 1 выполняется.}$$

Принцип проектирования 1 Сочетание 2

Из всех частных коэффициентов групп A2 + M2 + R2, только коэффициенты группы M2 имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент  $\gamma_{cu} = 1.4$ .

$$R_d / A' = (\pi + 2)c_u / \gamma_{cu} + q = 5.14 \times 50 / 1.4 + 0.55 \times 19 = 194.0 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

$$V_d \leq R_d \text{ и таким образом условие сочетания 2 выполняется.}$$

Условия без дренирования (долгосрочные)

$$R_d / A' = c' N_c b_c s_c i_c + q N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma,$$

$$R_d / A' = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma,$$

Где  $N_c$ ,  $N_q$  и  $N_\gamma$  являются функциями  $\varphi'$ . Коэффициенты подошвы, формы и наклона нагрузки для ленточного фундамента равны 1,0.

Принцип проектирования 1 Сочетание 1



Частный коэффициент  $\gamma_G = 1,35$ .

Коэффициенты несущей способности получают, используя расчетную величину  $\varphi$ :

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 21^\circ / 1.0) = 21^\circ$$

$$N_c = 16, N_q = 7,95, N_\gamma = 6,0$$

Таким образом:

$$R_d / A' = 5 \times 16 + 10.45 \times 7.965 + 0.5 \times 19 \times 1.5 \times 6.0 = 248.7 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = F_{rep} \gamma_G = 170 \times 1.35 = 229.5 \text{ кПа}$$

$V_d \leq R_d$  и таким образом условие сочетания 1 выполняется.

Принцип проектирования 1 Сочетание 2

Частный коэффициент  $\gamma_c = \gamma_{\varphi'} = 1,25$ .

Коэффициенты несущей способности получают, используя расчетную величину  $\varphi$ :

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 21^\circ / 1.25) = 16.8^\circ$$

$$N_c = 11.93, N_q = 4.87, N_\gamma = 2.69$$

Таким образом:

$$R_d / A' = (c' / \gamma_c) N_c + q' N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma,$$

$$R_d / A' = 12 / 1.25 \times 11.93 + 10.45 \times 4.87 + 0.5 \times 19 \times 1.5 \times 2.69 = 203.7 \text{ кПа}$$

$$V_d / A' = 170 \times 1.0 = 170 \text{ кПа}$$

$V_d \leq R_d$  и таким образом условие сочетания 2 выполняется.

## 6.5 Полуэмпирический метод определения несущей способности грунта

6.5.1 Для определения расчетной несущей способности грунта под фундаментом можно использовать полевые методы испытаний, например прессиометрические.

6.5.2 При использовании прессиометрических методов испытаний необходимо учитывать, что проектная несущая способность грунта  $R_d$  под фундаментом при вертикальной нагрузке связана с предельным давлением на грунт следующей линейной зависимостью:

$$R_d / A' = \sigma_{v,0} + k p^* l_e, \quad (6.11)$$

где  $k$  – коэффициент несущей способности;

$\sigma_{v,0}$  – начальное полное вертикальное напряжение;

$p^*_{le}$  – проектное точное эквивалентное предельное давление (из прессиометрического испытания);

Значения коэффициента несущей способности  $k$  находятся в диапазоне от 0,8 до 3,0, в зависимости от типа грунта, заглубления и формы фундамента.

6.5.3 Расчетное точное эквивалентное предельное давление ( $p^*_{le}$ ) вычисляется из полного предельного давления ( $p^*_l$ ), которое определяется для прессиометрического испытания как разность ( $p_l - p_0$ ) между предельным значением  $p_l$  и горизонтальным давлением грунта в покое  $p_0$  на глубине испытания;  $p_0$  может быть определено по формуле

$$p_0 = K_0 q' + u, \quad (6.12)$$

где  $K_0$  – коэффициент давления грунта в покое;

$q'$  – эффективное избыточное давление грунта;

$u$  – поровое давление воды.

6.5.4 Метод получения величины предполагаемой несущей способности грунта для фундаментов на скальном основании приведен в приложении - Г.

## 6.6 Сопротивление скольжению

6.6.1 [6.5.3(1)P] Если нагрузка не перпендикулярна к подошве фундамента, то необходима проверка на скольжение по подошве [ 2].

6.6.2 [6.5.3(2)P] Необходимо выполнение следующего неравенства [ 2]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}, \quad (6.13)$$

где  $H_d$  – расчетное значение горизонтальной нагрузки или компоненты суммарного воздействия, направленного параллельно подошве фундамента;

$R_d$  – расчетное сопротивление этой нагрузке;

$R_{p,d}$  – расчетная величина силы сопротивления, вызванной давлением грунта на боковую часть фундамента.

$H_d$  включает в себя все силы активного давления, возникающие в результате воздействия грунта на фундамент.

6.6.3 Значения  $R_d$  и  $R_{p,d}$  должны соответствовать значению перемещения, предполагаемого в предельном состоянии для данного нагружения. Для больших перемещений следует учитывать остаточное сопротивление после прохождения максимума. Выбор значения  $R_{p,d}$  должен учитывать предполагаемый срок службы сооружения.

6.6.4 [6.5.3(6)P] Для фундаментов с глубиной заложения на уровне сезонных деформаций глинистых грунтов следует учитывать возможность отрыва глины от вертикальных граней фундамента при усадке [2].

6.6.5 [6.5.3(7)P] Следует учитывать возможность удаления грунта перед фундаментом за счет эрозии или деятельности человека [ 2].

6.6.6 [6.5.3(8)P] При определении расчетного сопротивления  $R_d$  на сдвиг в условиях дренирования значения характеристик грунта или сопротивление основания умножаются на коэффициенты по следующим формулам [ 2]:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d, \quad (6.14)$$

или

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_d) / \gamma_{R,h}, \quad (6.15)$$

где  $V'_d$  – расчетная величина эффективного вертикального воздействия или компоненты эффективного воздействия, направленного перпендикулярно подошве фундамента;  
 $\delta_d$  – расчетный угол трения грунта по материалу конструкции.

Расчетный угол трения  $\delta_d$  можно принять равным расчетному эффективному углу внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге,  $\varphi''_{cv;d}$  для монолитных фундаментов, и равным  $2/3 \varphi'_{cv;d}$  для гладких сборных фундаментов. Эффективным сцеплением грунта  $c'$  можно пренебречь.

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1,2 м на однородном пласте глины со свойствами:  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi' = 23^\circ$ ,  $c' = 5 \text{ кПа}$  и  $c_u = 40 \text{ кПа}$ , оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) = 160 кПа, которое определено с учетом веса фундамента и находящегося на нем. Зеркало воды находится ниже зоны влияния фундамента, а основание фундамента находится на глубине 0,75 м ниже уровня земли. Фундаменты шириной подошвы 1,2 м, допуская, что  $\varphi''_{cv;d} = 23^\circ$ . Тогда расчетного сопротивления  $R_d$  на сдвиг в условиях дренирования определяются:

$$R_d = 160 \times 1,2 \times \tan 23^\circ = 81,5 \text{ кН/м}$$

Таким образом, для соответствия предельному состоянию расчетное горизонтальное воздействие  $H_d$  должно быть меньше 81,5 кН.

6.6.7 [6.5.3(9)Р СН РК EN 1997-1: 2004/ 2011] При определении  $V'_d$  следует учитывать, являются ли воздействия  $H_d$  и  $V'_d$  зависимыми или независимыми.

6.6.8 Для монолитных железобетонных фундаментов проектный угол трения  $\delta_d$  можно приравнять к проектному значению эффективного угла сопротивления сдвигу в критическом состоянии  $\varphi'_{cv;d}$ , а для гладких сборных фундаментов –  $2/3 \varphi'_{cv;d}$ . Эффективное удельное внутреннее сцепление  $c'$  в расчетах не учитывается.

ПРИМЕЧАНИЕ В проектных расчетах, в которых результаты воздействий умножаются на коэффициенты, частный коэффициент для воздействий  $\gamma_F$  равен 1,0, и  $V'_d = V'_k$  в формуле (6.15).

6.6.9 [6.5.3(11)Р] При отсутствии дренирования проектное сопротивление сдвигу  $R_d$  рассчитывается умножением на коэффициенты либо характеристик грунта, либо сопротивления основания следующим образом [ 2]:

$$R_d = A c_{u;d}, \quad (6.16)$$

$$R_d = (A c_{uk}) / \gamma_{R,h}, \quad (6.17)$$

где  $A$  – площадь передачи нагрузки;

$c_{u;d}$  – расчетное сопротивление грунта сдвигу при условии дренирования.

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1,2 м на однородном пласте глины с прочностными свойствами:  $c_{uk} = 40 \text{ кПа}$ , оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) = 160 кПа, которое определено с учетом веса фундамента и  $\gamma_{R,h} = 1,4$ . Тогда расчетное сопротивление  $R_d$  – будет равняться  $1,2 \times 40 / 1,4 = 34,3 \text{ кН/м}$ . Таким образом, для соответствия предельному состоянию расчетное горизонтальное воздействие  $H_d$  должно быть меньше 34,3 кН/м.

6.6.10 [6.5.3(12)Р] Если есть возможность доступа воды или воздуха к контакту между фундаментом и недренированным глинистым основанием, то необходимо выполнить следующую проверку [ 2]:

$$R_d \leq 0,4V_d, \quad (6.18)$$

где  $V_d$  – расчетная величина суммарного вертикального воздействия или суммарного воздействия, расположенного перпендикулярно подошве фундамента.

6.6.11 Требование Формулы (6.18) можно не учитывать, если при отсутствии положительного несущего сопротивления зазор между фундаментом и основанием за счет подсоса не возникает.

ПРИМЕР Ленточный фундамент шириной 1,2 м на однородном пласте глины оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) = 160 кПа. Тогда расчетное сопротивление  $R_d$  будет равняться  $0,4 \times 160 = 64$  кН/м. Таким образом, для соответствия предельному состоянию расчетное горизонтальное воздействие  $H_d$ , все равно должно быть меньше 34,3 кН/м, поскольку уравнение (6.17) дает меньшую величину.

## 6.7 Нагрузки с большими эксцентритетами

6.7.1 [6.5.4(1)P] Если эксцентритет нагрузки превышает 1/3 ширины фундамента или 0,6 радиуса круглого фундамента, требуются особые меры предосторожности [ 2].

Эти меры предосторожности включают:

– тщательное рассмотрение расчетных значений воздействия в соответствии с 2.4.2 [ 1];

– размещение края фундамента с учетом строительных допусков.

6.7.2 Если во время проведения работ особые меры не принимаются, то следует предусматривать допуски до 0,10 м.

## 6.8 Разрушение конструкции от перемещений фундамента

6.8.1 [6.5.5(1)P] Необходимо учитывать неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения фундамента, чтобы они не привели к критическому предельному состоянию сооружения [ 2].

6.8.2 Если перемещения не могут вызвать критическое предельное состояние, то допускаемое несущее давление может быть принято с 2.5 [ 1].

6.8.3[6.5.5(3)P] Следует учитывать возможный подъем поверхности основания за счет набухания грунтов и проектировать фундаменты и сооружения с учетом этого подъема [ 2].

## 6.9 Назначение глубины заложения фундамента

6.9.1 [2.4.2(3)P] При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием [ 2].

6.9.2 В геотехнический проект при назначении глубины заложения фундамента включаются факторы обусловленные температурными воздействиями, включая промерзание;

6.9.3 Глубину заложения фундаментов принимают с учетом:

- конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания и пр.);
- гидрогеологических условий площадки, особенно возможных изменений уровня грунтовых вод (подъема и опускания) в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов в районах строительства.

6.9.4 Глубину заложения фундаментов следует принимать ниже глубины расчетного сезонного промерзания грунтов основания.

6.9.5 Расчетная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов на данной территории (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

6.9.6 В геотехническом проекте обязательно предусматриваются мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания и промораживания их в период строительства и эксплуатации.

## **7 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (ДЕФОРМАЦИЯМ)**

### **7.1 Общие положения**

7.1.1 [2.4.8(1)Р] Проверка грунтового основания по эксплуатационным предельным состояниям требует выполнения неравенства [ 2]:

$$E_d \leq C_d, \quad (7.1)$$

где  $C_d$  – лимитирующая предельная расчетная величина для результата воздействия (осадки);

$E_d$  – расчетная величина результата воздействия.

7.1.2 В расчетах при проектировании оснований по эксплуатационным предельным состояниям (деформациям) по [ 2] в качестве лимитирующей предельной расчетной величины для результата воздействия (осадки) –  $C_d$  принимают сумму трех компонентов осадки: мгновенную, консолидационную и ползучести (вторичную). Для определения мгновенной осадки используют решения теории упругости, принимая в качестве деформационной характеристики грунта модуль упругости. Консолидационную осадку, которая для водонасыщенных слабых грунтов имеет решающее значение, обычно рассчитывают, используя предпосылку об одномерном сжатии. При этом деформационную характеристику грунта (коэффициент компрессии –  $C_\alpha$ ) допустимо

определять по эмпирическим зависимостям, имеющим невысокую достоверность. Согласно нормативным документам в Казахстане, в практических расчетах определяют полную осадку, используя расчетные схемы основания в виде линейно–деформируемой среды: упругого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи или слоя конечной толщины. При этом четко оговорены области их применения, методика расчета, скорректированы расчетные формулы, введены регламентации по определению модуля деформации.

7.1.3 К эксплуатационным предельным состояниям (деформациям) относят состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения или снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, прогибов, углов поворота), колебаний, трещин и т.п.

7.1.4 Целью расчета оснований по эксплуатационным предельным состояниям (деформациям) является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и конструкций наземной части здания такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и конструкций наземной части здания проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

7.1.5 В процессе деформирования основания под действием внешней нагрузки выделяют осадки, различным образом развивающиеся во времени: начальная (мгновенная) осадка –  $S_0$ ; консолидационная –  $S_I$ ; вторичная (ползучести) –  $S_2$ .

7.1.6 Мгновенная (начальная) осадка –  $S_0$  происходит сразу же после приложения нагрузки за счет горизонтальных перемещений частиц грунта. В этом случае наблюдаются деформации формоизменения, однако прочность грунта не нарушается, т. е. деформации имеют упругий характер. Модуль упругости на данной стадии характеризует главным образом упругие свойства грунта и определяется в ходе неконсолидированно-недренированного сжатия (недренированные испытания).

7.1.7 Консолидационная осадка  $S_I$  развивается преимущественно за счет уплотнения грунта и по мере отжатия воды из пор грунта уменьшается его пористость, возрастает эффективное давление и стремится к нулю поровое давление –  $u$ . Предполагают, что при  $u=0$  консолидационная осадка завершается. В качестве деформационных характеристик основания используется модуль сжатия –  $M$  или коэффициент компрессии –  $C_c$  (показатель сжимаемости) которые определяются по методике консолидированно–дренированных испытаний. Консолидационная осадка –  $S_I$  обычно преобладает среди рассматриваемых видов осадки и характерна для всех водонасыщенных тонкодисперсных отложений.

7.1.8 Вторичная (ползучести) осадка  $S_2$  вызывается деформациями ползучести. Деформации этого вида возникают в связных грунтах при нагрузках, превышающих некоторую величину, называемую пределом длительной прочности. Благодаря высоким значениям коэффициента запаса, обычно принимаемым при определении допускаемого

давления, осадки –  $S_2$  возникают редко. Существенное значение они могут иметь в высокоорганических грунтах и некоторых мягких глинах.

7.1.9 Определение лимитирующую расчетную величину для результата воздействия (осадки) по эксплуатационным предельным состояниям производят исходя из условия:

$$S = S_0 + S_I + S_2 < S_u, \quad (7.2)$$

где  $S$  – осадка;

$S_0$  – мгновенная осадка;

$S_I$  – осадка, вызванная консолидацией;

$S_2$  – осадка, вызванная ползучестью (вторичная);

$S_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по указаниями Национального приложения к [2] и значения допустимых перемещений (осадки, крена) фундаментов приведены в Приложении – Е.

7.1.10 Для фундаментов на малосжимаемых глинах твердой консистенции в соответствии с геотехническими категориями 2 и 3 обычно рассчитываются вертикальные перемещения (осадки).

7.1.11 При расчете перемещений фундамента и их сравнении с критериями нормальной эксплуатации следует использовать расчетные нагрузки для эксплуатационных предельных состояний.

7.1.12 Деформации основания подразделяются на:

осадки – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, как, например, замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.;

подъемы и осадки – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

оседания – деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т.п.;

горизонтальные перемещения – деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.

7.1.13 Необходимо учитывать следующие виды перемещений фундаментов: осадку, относительную (или неравномерную) осадку, поворот, крен, относительный прогиб, относительный поворот, горизонтальное перемещение и амплитуду вибраций.

Определения некоторых терминов для перемещений и деформации указаны на Рисунках 7.1 – 7.5.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:  
абсолютной осадкой основания  $s$  отдельного фундамента;

средней осадкой основания сооружения  $\bar{s}$ ;

относительной неравномерностью осадок двух фундаментов  $\frac{\Delta s}{L}$  ;  
креном фундамента (сооружения)  $i$ ;

относительным прогибом или выгибом  $\frac{f}{L}$  ;

кривизной изгибаемого участка сооружения  $\rho$ ;

относительным углом закручивания сооружения  $\theta$ ;

горизонтальным перемещением фундамента (сооружения).

Относительная неравномерность осадок двух фундаментов представляет собой разность абсолютных осадок двух фундаментов, отнесенную к расстоянию между ними. Эта характеристика используется при неплавных (скачкообразных) эпюрах осадок (Рисунок 7.1). Для гибких сооружений величина характеризует перекосные деформации, а для относительно жестких – преимущественно сдвиговые деформации конструкций.

Крен фундамента или сооружения в целом  $i$  – разность осадок крайних точек фундамента или сооружения в целом, отнесенная к ширине или длине фундамента (сооружения) (Рисунок 7.2). При такой деформации, характерной для жестких фундаментов и сооружений осадки основания в любом направлении изменяются по линейному закону.

Относительный прогиб или выгиб – отношение стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка сооружения. Эта характеристика используется при плавных искривлениях зданий и сооружений (Рисунок 7.3). Относительный прогиб (выгиб) вычисляется по формуле

$$\frac{f}{L'} = \frac{2s_2 - s'_1 - s_3}{2L}, \quad (7.3)$$

где  $s_1$  и  $s_3$  – осадки концов рассматриваемого участка однозначного искривления;

$s_2$  – наибольшая или наименьшая осадка на том же участке;

$L$  – расстояние между точками, имеющими осадки  $s_1$  и  $s_3$ .

Кривизна изгибаемого участка сооружения  $\rho$  – величина, обратная радиусу искривления, наиболее полно характеризует напряженно-деформированное состояние относительно жестких протяженных сооружений (Рисунок 7.4). Эта величина, вычисляемая при расчете сооружения в процессе разработки типовых проектов, в дальнейшем используется для установления предельных деформаций основания по условиям прочности и трещиностойкости конструкций.

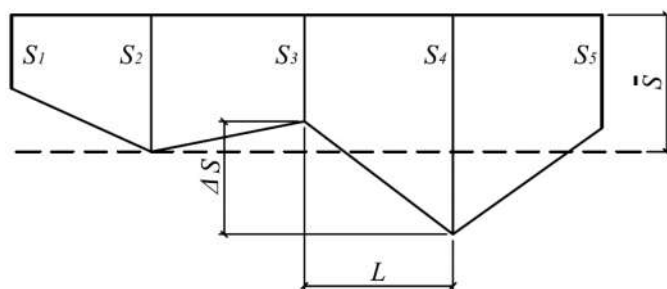
Относительный угол закручивания сооружения  $\theta$  (Рисунок 7.4) характеризует пространственную работу конструкций сооружения. Усилия в конструкциях,



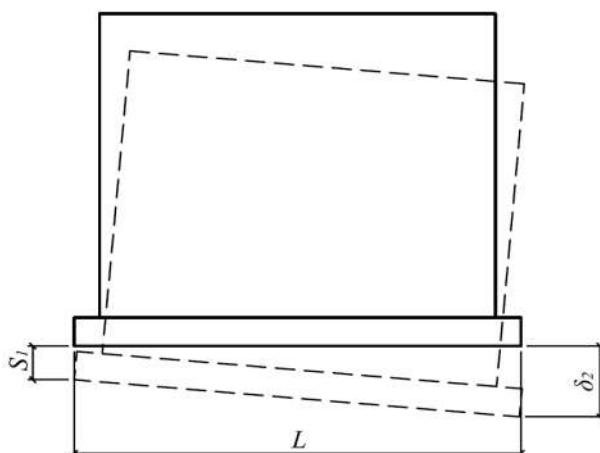
возникающие при кручении сооружения, должны суммироваться с усилиями от других видов деформаций (например, прогиба).

Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения в целом, как правило, следует учитывать при действии на основание горизонтальных нагрузок.

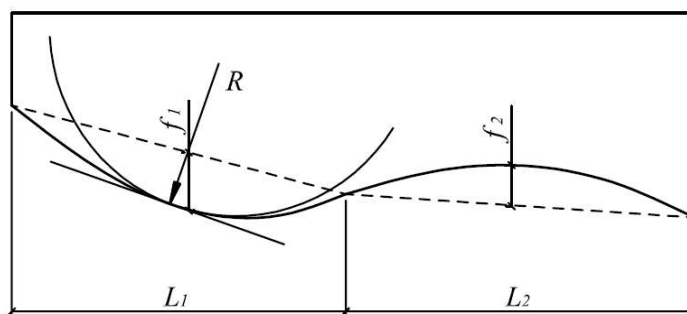
Возможна сложная деформация сооружения вследствие неравномерных осадок основания. В этом случае она может быть разложена на отдельные составляющие, как это показано на Рисунок 7.5.



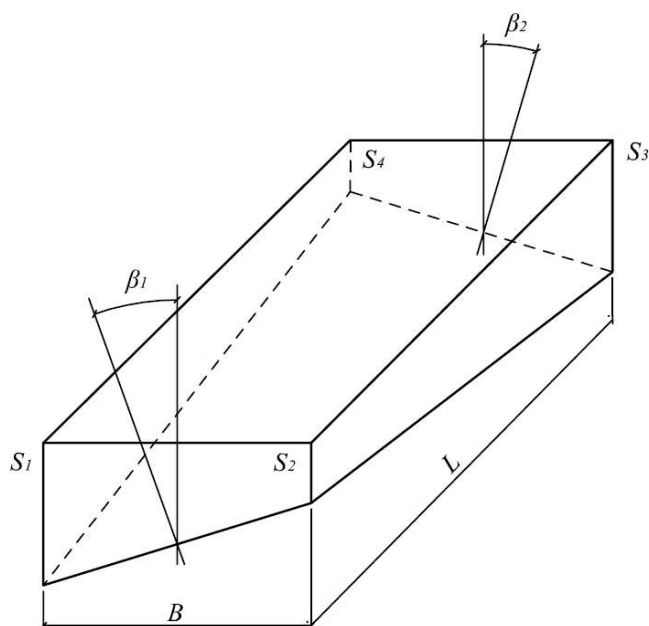
**Рисунок 7.1 – Схема осадок основания сооружения – относительная неравномерность осадок соседних фундаментов**



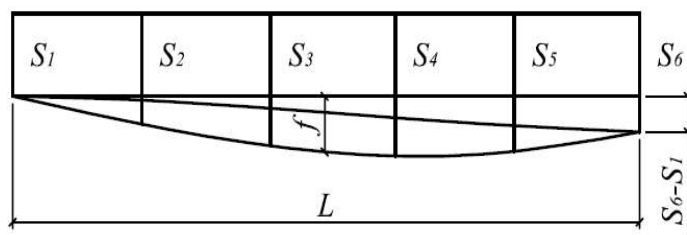
**Рисунок 7.2 – Схема крена жесткого сооружения**



**Рисунок 7.3 – Схема прогиба (выгиба) сооружения: – относительный прогиб на участке; – относительный выгиб на участке;**



**Рисунок 7.4 – Схема осадок основания, наибольшая кривизна**



**Рисунок 7.5 – Схема сложной деформация основания – крен,  
– относительный прогиб сооружения**

## 7.2 Определение осадки

Расчет мгновенной осадки основания выполняют с использованием расчетных схем основания в виде:

- методом теории упругости, основанном на зависимости напряжений от деформации.

При расчете осадок следует использовать общепринятые методы.

Особое внимание следует уделять грунтам с содержанием органики и слабым глинистым грунтам, осадки которых неограниченно растут во времени вследствие ползучести.

Глубина сжимаемой толщи грунта при расчете осадки зависит от размера и формы фундамента, изменения сжимаемости грунта по глубине и размещения элементов фундаментов.

Следует учитывать все возможные дополнительные осадки, вызванные уплотнением от действия собственного веса грунта.

Необходимо учитывать:

- возможное влияние собственного веса, подтопления и вибрации на насыпные и просадочные грунты;
- изменение напряженного состояния на дробленных песках.

При необходимости следует принимать линейные или нелинейные модели жесткости основания.

Для того, чтобы выполнить условия эксплуатационного предельного состояния при расчетах неравномерных осадок и относительных поворотов, следует учитывать распределение нагрузок и неоднородность основания.

Расчеты без учета жесткости сооружения дают завышенные значения неравномерных осадок, поэтому для обоснования уменьшения неравномерных осадок можно выполнить расчеты взаимодействия основания и сооружения. Следует учитывать неравномерность осадок за счет неоднородности основания, за исключением случаев, когда эта неравномерность не возникает благодаря жесткости сооружения.

Для фундаментов на естественном состоянии следует учитывать, что неравномерные осадки возможны даже, если расчет показывает их равномерность.

Крен внецентренно нагруженного фундамента рассчитывается в предположении о линейном распределении несущего давления. Тогда рассчитываются осадки в угловых точках фундамента в предположении, что напряжения в основании под каждым из углов фундамента вертикальны.

### 7.2.1 Определение мгновенной осадки методом теории упругости

7.2.1.1 Общую мгновенную осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости, основанный на зависимости напряжений от деформации по следующей формуле:

$$s = pbf / E_m, \quad (7.4)$$

где  $E_m$  – расчетное значение модуля упругости;

$f$  – коэффициент осадки фундамента;

$p$  – контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента.

7.2.1.2 Значение коэффициента осадки фундамента  $f$  зависит от формы и размеров площади фундамента, изменения жесткости грунта по глубине, толщины сжимаемой зоны, коэффициента Пуассона, распределения контактного давления от точки, в которой вычисляется осадка фундамента.

7.2.1.3 Если нет достоверных результатов измерений осадок фундамента, то можно вычислить расчетный модуль упругости в дренированном состоянии у деформируемого слоя по результатам лабораторных или натурных испытаний.

7.2.1.4 Данный метод упругости следует использовать только в тех случаях, когда напряжения в основании не вызовут значительного разрушения основания и если можно допустить, что зависимость напряжения - деформации в грунте линейна.

### 7.2.2 Определение осадки за счёт консолидации

7.2.2.1 Осадку для любого времени  $t$  за счет консолидации при равномерном распределении уплотняющих давлений по глубине определяем:

$$s_t = hm_0 p \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots) \right], \quad (7.5)$$

или для рассматриваемого случая:

$$s_t = s U_0(t), \quad (7.6)$$

Для облегчения расчетов приведены значения  $e^{-N}$  в зависимости от  $x$ .  
Степень консолидации через  $U_0(t)$  получим

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left( e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right), \quad (7.7)$$

Так как  $e^{-N}$  – правильная дробь, то для ряда практических случаев (например, при  $U_0(t) > 0,25$ ) можно ограничиться первым членом ряда. Тогда будем иметь

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}, \quad (7.8)$$

Можно получить другое решение, часто используемая в зарубежной литературе, то после интегрирования получим  $m=1,3,5,\dots,\infty$

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m^2} \exp \left( -\frac{\pi^2 c_v t m^2}{4h^2} \right) \right], \quad (7.9)$$

Для облегчения расчетов по Формуле (7.9) можно воспользоваться таблицами экспоненциальных функций, приведенными в любых математических справочниках. Кроме того, для практических расчетов при  $U_0(t) > 0,25$  с достаточной для инженерных целей точностью можно ограничиться только первым членом ряда при  $m=1$ , тогда

$$U_0(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp(-N), \quad (7.10)$$

$$N = \pi^2 c_v t / (4h^2).$$

7.2.2.2 Стабилизированная осадка, а части уплотнения – осадка за время  $t$ , то степень консолидации (уплотнения) может быть выражена следующим уравнением:

$$U = s_t / s, \quad (7.11)$$

где  $s_t$  – осадка за данное время;  
 $s$  – полная стабилизированная осадка.

$$s_t = sU, \quad (7.12)$$

### 7.2.3 Определение осадки с учётом ползучести грунта

7.2.3.1 Осадки фундамента с учетом ползучести грунта определяются формулой:

$$s_t = hm_v p \left[ 1 + \int_0^t K(t-t_0) dt_0 \right], \quad (7.13)$$

$$\bar{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}, \quad (7.14)$$

где  $\bar{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}$ , ядро ползучести;  
 $\delta$  и  $\delta_1$  – экспериментальные параметры ползучести;  
 $t$  и  $t_0$  – текущий и начальный отсчеты времени.

7.2.3.2 Свойством ползучести обладают пылевато-глинистые грунты, илы, мерзлые грунты, скальные породы.

7.2.3.3 Для характеристики интенсивности ползучести грунта используются параметр ползучести  $b_k$ , определяемых при компрессионных испытаниях из формулы

$$b_k = \Delta \varepsilon_{kt} / \ln(t / t_v), \quad (7.15)$$

где  $\Delta \varepsilon_{kt} = \Delta s_{kt} / h$  – деформация ползучести;  
 $\Delta s_{kt}$  – осадка ползучести, накопленная на временном участке  $(t-t_v)$ , см;  
 $h$  – высота образца, см;  
 $t$  – время уплотнения образца от начала его нагружения, сут;  
 $t_v$  – время окончания фильтрационной консолидации, сут.

7.2.3.4 Развитие деформаций во времени твердых, полутвердых и тугопластичных глинистых грунтов, скальных пород происходит в основном за счет ползучести их скелета, практически без возникновения давления в поровой воде. Для прогноза длительных осадок ползучести оснований фундаментов на период времени  $t$ , превышающий время окончания строительства  $t_e$ , может быть использована схема метода послойного суммирования.

7.2.3.5 При этом формула для определения осадки ползучести основания фундамента будет иметь вид

$$s_3 = \beta \sum_{i=1}^n h_i b_{ki} \ln(t / t_e), \quad (7.16)$$

где  $\beta=0,8$ ;  $h_i$  – мощность  $i$ -го слоя, м;

$b_{ki}$  – параметр ползучести грунта  $i$ -го слоя, зависящий от дополнительного давления в этом слое.

ПРИМЕР 1 Параметр ползучести  $b_k$  зависит от вида грунта и уровня нагрузки. В качестве примера приведены значения  $b_k$  для илистых грунтов.

В приближенных расчетах фильтрационная консолидация и ползучесть грунта рассматриваются отдельно, и осадка основания  $s$  от действия сплошной нагрузки  $p$  для случая  $t > t_v$  определяется выражением

$$s = s_2 + s_3 = H m_v p + H b_k \ln(t / t_v), \quad (7.17)$$

где  $s_2$  – стабилизированная осадка фильтрационной консолидации, см;

$s_3$  – осадка ползучести, см;

$m_v$  – коэффициент объемной сжимаемости,  $\text{кПа}^{-1}$ ;

$H$  – сжимаемая толщина грунта, м.

Осадку  $s$ , включающая осадку консолидации  $s_2$  и осадку ползучести  $s_3$ , определяется выражением

$$s = s_2 + s_3, \quad (7.18)$$

Формула (7.16) пригодна также для определения осадки ползучести основания фундамента после окончания фильтрационной консолидации, если  $t_v > t_e$ . Тогда в Формуле (7.16) время окончания строительства  $t_e$  следует заменить на время окончания фильтрационной консолидации  $t_v$ .

В период строительства ( $t < t_e$ ) происходит изменение во времени нагрузки на основания. Для прогноза осадок ползучести основания фундамента при переменных нагрузках целесообразно использовать теорию наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра. При сложном характере роста нагрузки и сложном виде ядре ползучести наиболее удобно производить решение интегральных уравнений теории наследственной ползучести численным методом Крылова-Боголюбова.

ПРИМЕР 2 Выполнить длительный прогноз (на период 50 лет) осадки илистых грунтов мощностью  $H=4$  м, подстилаемой песком, при инженерной подготовке территории методом пригрузки ила слоем песка толщиной  $h=2,8$  м. Дано: характеристики илистых грунтов  $m_v=3,8 \cdot 10^{-3} \text{кПа}^{-1}$ ;  $k_f=3 \cdot 10^{-6} \text{см/с}=0,95 \text{ м/год}$ ; удельный вес песчаной пригрузки  $\gamma=17,5 \text{ кН/м}^3$ .

Определяем давление, производимое на ил пригрузочной насыпью,  $p=\gamma h=17,5 \cdot 2,8=49 \text{ кПа}$ . С учетом интерполяции находим параметр ползучести верхнего ила  $b_k=0,0146$  для  $p=49 \text{ кПа}$ . По формуле (7.16) находим стабилизированную осадку фильтрационной консолидации

$$s_2 = H m_v p = 400 \cdot 3,8 \cdot 10^{-3} \cdot 49 = 74,5 \text{ см}.$$

Коэффициент консолидации:

$$c_v = k_f / (m_v \gamma_w) = 0,95 / (3,8 \cdot 10^{-3} \cdot 10) = 25 \text{ м}^2 / \text{год}$$

Так как уплотнение ила происходит от действия сплошной нагрузки, то фильтрационную консолидацию рассматриваем для случая. Учитывая, что верхняя и нижняя границы ила являются дренирующими, т.е. фильтрационный поток двухсторонний, время  $t$  определяем из формулы...

$$t = H^2 N_0 / (\pi^2 c_v) = 4^2 \cdot N_0 / (3,14^2 \cdot 25) = 0,065 N_0, \text{ лет}$$

Находим время 95%-ной фильтрационной консолидации ила (для  $U=0,95$ , тогда из таблицы  $N_0=2,8$ )

$$t_v = 0.065 N_0 = 0.065 \cdot 2.8 = 0.182 \text{ года}$$

Осадка ползучести ила определяется вторым слагаемым формулы (7.16)

$$s_3 = H b_k \ln(t / t_v) = 400 \cdot 0.0146 \cdot \ln(t / t_v) = 5.85 \cdot \ln(t / t_v), \text{ см}$$

По значениям осадки  $s_t$  и времени  $t$  в полулогарифмической шкале строят кривую длительной осадки ила. Осадка консолидации ила за 0,182 года составила 71 см, а осадка ползучести за 49,8 лет – 33 см.

### 7.3 Определение крена фундамента

7.3.1 Крен отдельных фундаментов или сооружений в целом должен вычисляться с учетом момента в уровне подошвы фундамента, влияния соседних фундаментов, нагрузок на прилегающие площади и неравномерности сжимаемости основания.

7.3.2 При определении крена фундаментов кроме того, как правило, необходимо учитывать заглубление фундамента жесткость надфундаментной конструкции, а также возможность увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

7.3.3 Крен фундамента  $i$  при действии внецентренной нагрузки определяется по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E k_m} k_e \frac{N e}{(a/2)^3}, \quad (7.19)$$

где  $E$  и  $\nu$  – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания [значение  $\nu$  принимается по таблице] в случае неоднородного основания значения  $E$  и  $\nu$  принимаются средними в пределах сжимаемой толщи.

$k_e$  – коэффициент, принимаемый по таблице;

$V$  – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы;

$e$  – эксцентриситет;

$a$  – диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента в направлении которой действует момент для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника

площадью  $A$  принимается  $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ ;

$k_m$  – коэффициент учитываемый при расчете крена фундаментов по схеме линейно деформируемого слоя при  $a \geq 10$  м и  $E \geq 10$  МПа и принимаемый по таблице;

ПРИМЕЧАНИЕ При расчете крена фундаментов шириной  $b < 10$  м принимается  $N = p_0 A$  при  $b \geq 10$  м  $N = p A$ , где  $p_0$  и  $p$  – соответственно дополнительное и полное давление на основание  $A$  – площадь подошвы фундамента.

7.3.4 Крен фундаментов, вызванный влиянием других фундаментов, нагрузок на прилегающие площади, а также неоднородностью грунтов основания в плане и по глубине  $i_n$ , определяется как отношение разности осадок середин противоположных сторон

фундамента к его длине или ширине либо как отношение разности осадок угловых точек фундамента к расстоянию между ними

$$i_n = \frac{s_1 - s_2}{L}, \quad (7.20)$$

где  $s_1$  и  $s_2$  – осадки средин противоположных сторон или угловых точек фундамента;  
 $L$  – расстояние между рассматриваемыми точками.

7.3.5 Крен высоких фундаментов или сооружений в целом (в которых вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок приложена на значительной высоте относительно подошвы фундамента) должен определяться с учетом увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента или сооружения в целом. Для высоких сооружений конечной жесткости, кроме того, необходимо учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной нагрузки за счет податливости надфундаментной конструкции.

Крен высоких жестких фундаментов (сооружений) на однородном основании определяется по формуле

$$i_h = \frac{i}{1 - i_1 V h^*}, \quad (7.21)$$

где  $i$  – крен низкого фундамента или сооружения (т. е. такого фундамента, вертикальную составляющую нагрузки  $V$  на который можно считать приложенной в уровне его подошвы), определяемый с учетом принятой расчетной схемы основания, его сжимаемости, формы и размеров фундамента, а также направления действия суммарного изгибающего момента в уровне подошвы фундамента  $M$ ;

$i_1 = \frac{i}{M}$  – крен низкого фундамента или сооружения от единичного изгибающего момента;

$V$  – вертикальная составляющая всей нагрузки, действующей на фундамент;

$h^*$  – высота от подошвы фундамента до точки приложения нагрузки  $N$ .

## **7.4 Предельные деформации основания**

7.4.1 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения –  $S_u$  (лимитирующая расчетная величина для результата воздействия –  $C_d$ ) устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

- а) технологических при архитектурных требованиях к деформациям сооружения;
- б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения;

7.4.2 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям –  $S_u$  должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами



технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации

7.4.3 Проверка соблюдения условия  $S < S_{li}$  производится при разработке типовых и индивидуальных проектов в составе расчетов сооружения во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

7.4.4 К архитектурным требованиям по ограничению деформаций основания относятся: недопустимость неприятных впечатлений от деформаций сооружения в целом (например, неустойчивость положения» вследствие большого крена), ограничение взаимных смещении отдельных конструкций элементов или архитектурных деталей, а также требования по обеспечению нормальных эксплуатационно–бытовых условий для людей.

7.4.5 К технологическим требованиям, ограничивающим деформации основания, относятся требования, связанные с нормальной эксплуатацией оборудования, отдельных конструктивных элементов и устройств.

7.4.6 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций должны устанавливаться при проектировании на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием. Значения допустимых перемещений фундаментов по [ 2] приведены в Приложении Е.

**Приложение А**  
(обязательное)

**Частные и поправочные коэффициенты для критических предельных значений и их значения**

**А.1 Частные и поправочные коэффициенты**

В данном приложении даны частные коэффициенты  $\gamma$  для критических предельных состояний, для длительных и временных проектных ситуаций и поправочные коэффициенты  $\xi$  для свайных фундаментов при всех проектных ситуациях, используемые в обязательном порядке.

**А.2 Частные коэффициенты для проверки предельного состояния равновесия (EQU)**

Для проверки предельного состояния равновесия (EQU) следует применять следующие частные коэффициенты  $\gamma_F$  и  $\gamma_{G,dst}$  для дестабилизирующих неблагоприятных долгосрочных воздействий:

- $\gamma_{G,dst}$  - для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G,stab}$  - для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{Q,dst}$  - для дестабилизирующих неблагоприятных кратковременных воздействий;
- $\gamma_{Q,stab}$  - для стабилизирующих благоприятных переменных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, присваиваемые параметрам  $\gamma_{G,dst}$ ,  $\gamma_{G,stab}$ ,  $\gamma_{Q,dst}$  и  $\gamma_{Q,stab}$  для использования в какой-либо конкретной стране, можно найти в национальном приложении к [ 2]. Их значения для сооружений согласно [ 2] приводятся в Таблице А.1.

**Таблица А.1 – Частные коэффициенты для воздействий  $\gamma_F$**

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное:		
неблагоприятное <sup>a)</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,1
благоприятное <sup>b)</sup>	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Кратковременное:		
неблагоприятное <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
благоприятное <sup>b)</sup>	$\gamma_{Q,stab}$	0,0
<sup>a)</sup> Дестабилизирующее.		
<sup>b)</sup> Стабилизирующее.		

Для проверки предельного состояния равновесия (EQU) следует применять следующие коэффициенты для параметров грунта  $\gamma_m$ , если используются наименьшие значения сопротивления сдвигу:

- $\gamma_{\phi'}$  – для тангенса угла сопротивления сдвигу;

- $\gamma_{c'}$  – для эффективной связности грунта;
- $\gamma_{cu}$  – для прочности на сдвиг без дренажа;
- $\gamma_{qu}$  – для прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- $\gamma_\gamma$  – для объемного веса.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_{\varphi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  и  $\gamma_\gamma$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения даны в Таблице А.2.

**Таблица А.2 – Частные коэффициенты для параметров грунта  $\gamma_M$**

Параметр грунта	Обозначение	Значение
Угол сопротивления сдвигу <sup>а)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	$\gamma_{cu}$	1,4
Прочность в возможность бокового расширения	$\gamma_{qu}$	1,4
Объемный вес	$\gamma_\gamma$	1,0
<sup>а)</sup> Данный коэффициент применяется к $\text{tg}\varphi'$ .		

### А.3 Частные коэффициенты для конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний

#### А.3.1 Частные коэффициенты для воздействий $\gamma_F$ или результатов воздействий $\gamma_E$

Для определения конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний группы А1 или группы А2 следует использовать следующие частные коэффициенты для воздействий  $\gamma_F$  или результатов воздействий  $\gamma_E$ :

- $\gamma_G$  – для постоянных неблагоприятных или благоприятных воздействий;
- $\gamma_Q$  – для временных неблагоприятных или благоприятных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_G$  и  $\gamma_Q$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении к [2]. Их значения для сооружений согласно [2] для обеих групп – А1 и А2 – приводятся в Таблице А.3.

**Таблица А.3 – Частные коэффициенты для воздействий  $\gamma_F$  или результатов воздействий  $\gamma_E$**

Воздействие		Обозначение	Группа	
			А1	А2
Постоянное	неблагоприятное	$\gamma_G$	1,35	1,0
	благоприятное		1,0	1,0
Кратковременное	неблагоприятное	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	благоприятное		0	0

### А.3.2 Частные коэффициенты для параметров грунта $\gamma_M$

Для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний следует использовать группы M1 или M2 следующих частных коэффициентов для параметров грунта  $\gamma_M$ :

- $\gamma_{\varphi'}$  - для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$  - для эффективной связности грунта;
- $\gamma_{cu}$  - для прочности на сдвиг без дренажа;
- $\gamma_{qu}$  - для прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- $\gamma_\gamma$  - для объемного веса.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_{\varphi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  и  $\gamma_\gamma$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для обеих групп – M1 и M2 – приводятся в Таблице А.4.

**Таблица А.4 – Частные коэффициенты для параметров грунта  $\gamma_M$**

Параметры грунта	Обозначение	Группа	
		M1	M2
Угол сопротивления сдвигу <sup>а)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Прочность при вдавливании без возможности бокового расширения	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Объемный вес	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0
<sup>а)</sup> Данный коэффициент применяется к $\text{tg}\varphi'$ .			

### А.3.3 Частные коэффициенты сопротивления $\gamma_R$

#### А.3.3.1 Частные коэффициенты сопротивления для фундаментов на естественном основании

Для фундаментов на естественном основании и для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний нужно использовать группы R1, R2 или R3 и следующие группы частных коэффициентов сопротивления  $\gamma_R$ :

- $\gamma_{R,v}$  - для сопротивления сжатию;
- $\gamma_{R,h}$  - для сопротивления сдвигу по поверхности.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_{R,v}$  и  $\gamma_{R,h}$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех трех групп – R1, R2 или R3 – приводятся в Таблице А.5.

**Таблица А.5 – Частные коэффициенты  $\gamma_R$  для фундаментов на естественном основании**

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		$R1$	$R2$	$R3$
Сжатию	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Сдвигу	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

**Таблица А.6 – Частные коэффициенты сопротивления  $\gamma_R$  для устойчивости откосов и общей устойчивости**

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		$R1$	$R2$	$R3$
Сопротивление грунта	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

#### **А.4 Частные коэффициенты для определения предельных состояний гидростатической подъемной силы (UPL)**

Для определения предельных состояний гидростатической подъемной силы (UPL) необходимо применять следующие частные множители для воздействий  $\gamma_F$ :

- $\gamma_{G,dst}$  – для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G,stab}$  – для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{Q,dst}$  – для дестабилизирующих неблагоприятных временных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_{G,dst}$ ,  $\gamma_{G,stab}$  и  $\gamma_{Q,dst}$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения приводятся в Таблице А.15.

**Таблица А.7 – Частные множители для воздействий**

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное: неблагоприятное <sup>a)</sup> благоприятное <sup>b)</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,0
	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Кратковременное: неблагоприятное <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
<sup>a)</sup> Дестабилизирующее. <sup>b)</sup> Стабилизирующее.		

Если учитываются сопротивления для предельных состояний при гидростатической подъемной силе (UPL), нужно применять следующие частные коэффициенты:

- $\gamma_\phi$  – для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$  – для эффективной связности грунта;
- $\gamma_{cu}$  – для прочности на сдвиг без дренажа;
- $\gamma_{s,t}$  – для сопротивления сваи на выдергивание;
- $\gamma_a$  – для сопротивления анкера.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_{\Phi}$ ,  $\gamma_{C'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{st}$  и  $\gamma_a$  для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения приводятся в Таблице А.16.

**Таблица А.8 – Частные коэффициенты для параметров грунта и сопротивлений**

Параметры грунта	Обозначение	Значение
Угол сопротивления сдвигу <sup>a)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,25
Прочность на сдвиг без дренажа	$\gamma_{cu}$	1,40
Сопротивление сваи растяжению	$\gamma_{s,t}$	1,40
Сопротивление анкерного крепления	$\gamma_a$	1,40

<sup>a)</sup> Данный множитель применяется к  $\text{tg}\varphi'$ .

### **А.5 Частные коэффициенты для проверки предельных состояний при гидравлическом подъеме грунта (HYD)**

Для определения предельных состояний при гидравлическом подъеме грунта (HYD) необходимо применять следующие частные множители  $\gamma_F$ :

- $\gamma_{G;\text{dst}}$ - для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G;\text{stb}}$ - для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{O;\text{dst}}$ - для дестабилизирующих неблагоприятных кратковременных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, присваиваемые параметрам  $\gamma_{G,\text{dst}}$ ,  $\gamma_{G,\text{stb}}$  и  $\gamma_{Q,\text{dst}}$  для использования в какой-либо конкретной стране, можно найти в национальном приложении к [2]. Их значения приводятся в Таблице А.17.

**Таблица А.9 – Частные коэффициенты для воздействий  $\gamma_F$**

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное: неблагоприятное <sup>a)</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,35
благоприятное <sup>b)</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Кратковременное: неблагоприятное <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50

a) Дестабилизирующее.  
b) Стабилизирующее.

**Приложение Б**

(обязательное)

**Пояснения к выбору частных коэффициентов для проектных подходов 1, 2 и 3****Б.1 Общие положения**

Даны три следующих проектных подхода для длительных и временных предельных состояний (STR) и (GEO). Они отличаются способом распределения частных коэффициентов между воздействиями, свойствами материала и сопротивлениями, что следует из различия подходов к способу учета неопределенностей при моделировании результатов воздействий и сопротивлений.

В проектном подходе 1 для всех проектов требуются проверки для двух наборов коэффициентов, используемых в двух различных ситуациях. Если очевидно, что один из этих наборов коэффициентов является доминирующим для проекта, то выполнение расчета для другого набора не обязательно. Коэффициенты используются для воздействий, а не для результатов воздействий. Часто коэффициенты применяются к параметрам грунта, но при проектировании свай и анкеров коэффициенты применяются к сопротивлениям.

В проектных подходах 2 и 3 для каждой части проекта требуется один единственный расчет, в котором применение коэффициентов соответствует этому расчету.

В проектном подходе 2 коэффициенты применяются либо к воздействиям, либо к результатам воздействий и сопротивлениям.

В проектном подходе 3 коэффициенты применяются к воздействиям или результатам воздействий от сооружения и к параметрам грунта.

**Б.2 Коэффициенты для воздействий и результатов воздействий**

В [2] указано, что  $\gamma_f$  – это частный коэффициент для воздействия, который учитывает возможность неблагоприятных отклонений величины воздействия от характеристического значения. Точно также  $\gamma_{S;d}$  является частным коэффициентом, учитывающим неопределенности моделирования воздействий и результатов воздействий.

В [2] допускается объединение  $\gamma_{S;d}$  и  $\gamma_f$  в один коэффициент для  $F_k$ :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d}\gamma_f, \quad (\text{Б.1})$$

Различные подходы в [2] требуют, чтобы коэффициенты применялись либо к воздействиям, либо к результатам воздействий. Поскольку такое применение коэффициентов модели  $\gamma_{S;d}$  к воздействиям основания остается исключительным и предполагает национальные особенности, то в геотехническом проектировании для упрощения для воздействий используется  $\gamma_F$  и  $\gamma_E$  (смотрите Приложение А, Таблицы А.1 и А.3).

Это дает местной администрации возможность выбора комбинации различных значений  $\gamma_{S;d}\gamma_f$ .

Формула (Б.2) включает отношение  $X_k/\gamma_M$  в расчет воздействий, поскольку свойства материала основания могут в некоторых случаях повлиять на значения геотехнических воздействий.

При проектном подходе 1 необходимы проверки для двух сочетаний наборов коэффициентов, используемых в двух отдельных расчетах.

В сочетании 1 коэффициенты, не равные 1, применяются, в основном, к воздействиям с коэффициентами для результатов воздействий, равными 1. Таким образом в Формуле (Б.1) используются  $\gamma_F \neq 1$  и  $\gamma_E = 1$ .

Исключение: если из физических соображений неразумно использовать  $\gamma_F \neq 1$  (например, резервуар с жидким продуктом, имеющим постоянный уровень), то принимается, что в сочетании 2 всегда используется  $\gamma_E = 1$ , при этом  $\gamma_F \neq 1$  принимается только для переменных воздействий.

Таким образом, в проектном подходе 1 Формула (Б.2) сводится к следующему виду:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{\text{геп}}; X_k/\gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.2})$$

В проектном подходе 2 необходимо выполнить только один расчет для каждой части проекта и применение коэффициентов к воздействиям и результатам воздействий меняется в зависимости от расчета, который рассматривается и выбирается в соответствии с национальными особенностями.

Используется либо вариант  $\gamma_E \neq 1$  и  $\gamma_F = 1$ , либо вариант  $\gamma_F \neq 1$  и  $\gamma_E = 1$ . Поскольку используется  $\gamma_M = 1$ , то Формула (Б.2) сводится к следующему виду:

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{F_{\text{геп}}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.3})$$

или

$$E_d = E \cdot \{\gamma_F F_{\text{геп}}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.4})$$

При проектном подходе 3 требуется только один расчет. Однако при этом делается различие между воздействиями  $F_{\text{геп}}$  от сооружения и воздействиями от или через основание, которые рассчитываются по значениям из  $X_k$ . Используются либо условия  $\gamma_E \neq 1$  и  $\gamma_F = 1$ , либо условия  $\gamma_E = 1$  и  $\gamma_F \neq 1$ . Таким образом, Формула (Б.2) сохраняет свой вид:

$$E_d = E \cdot \{\gamma_F F_{\text{геп}}; X_k/\gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.5})$$

или

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{F_{\text{геп}}; X_k/\gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.6})$$



**Б.3 Поправочные коэффициенты для прочности и сопротивления материалов**

Значение, определенное по Формуле (Б.5) [2], эквивалентно значению, определенному по Формуле (Б.6) [2]:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \cdot \{x_{i;d}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} \cdot \left\{ \eta_i \frac{x_{i;k}}{\gamma_{mj}}; a_d \right\} \quad (\text{формула (Б.4.1) [2]}); \quad (\text{Б.7})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \{ \gamma_F F_{rep}; \frac{x_k}{\gamma_M}; a_d \}, \quad (\text{Б.8})$$

Отметим, что Формула (Б.7) [2] включает  $\gamma_F F_{rep}$  в расчет проектных сопротивлений, так как в ряде случаев величины воздействий могут влиять на величины геотехнических сопротивлений, например несущую способность (bearing capacity) фундаментов мелкого заложения.

Значение поправочного коэффициента  $\eta$  в [2] принято равным 1,0, так как характеристические значения прочности материалов определяются в соответствии с ситуацией на месте, поэтому они включают  $\eta$  в характеристическое значение.

Различные подходы в данном стандарте требуют, чтобы коэффициенты применялись либо к прочности материалов  $X$ , либо к сопротивлениям  $R$ . Эти коэффициенты различными способами сочетают роль коэффициентов материалов  $\gamma_m$  и роль коэффициентов модели сопротивления  $\gamma_{R;d}$ . Для простоты коэффициенты для прочности  $X$  обозначаются  $\gamma_M$ , а коэффициенты для сопротивлений материалов  $R$  обозначаются  $\gamma_R$ .

В проектном подходе 1 необходимы проверки сочетаний наборов коэффициентов для двух различных расчетов.

В сочетании 1 коэффициенты, равные 1, применяются к прочности и сопротивлению материалов. Например,  $\gamma_M = \gamma_R = 1$  в Формуле (Б.8).

В сочетании 2, за исключением свай и анкеров,  $\gamma_M > 1$ , а  $\gamma_R = 1$ .

Так в большинстве случаев проектный подход 1 основан на Формуле (Б.9):

$$R_d = R \cdot \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (\text{Б.9})$$

Но в сочетании 2 для свай и анкеров в Формуле (Б.9) используются значения  $\gamma_M = 1$  и  $\gamma_R > 1$ , например:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \}, \quad (\text{Б.10})$$

В проектном подходе 2 коэффициенты, равные 1, обычно применяются к прочности материалов, а к сопротивлениям – коэффициенты, превышающие 1. Например,  $\gamma_M = 1$ ,  $\gamma_R > 1$  используются в Формуле (Б.10):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.11})$$

При использовании  $\gamma_F = 1$  Формула (Б.11) применяется в следующем виде:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}, \quad (\text{Б.12})$$

В проектном подходе 3 обычно используются  $\gamma_M > 1$  и  $\gamma_R = 1$ . Формула (Б.12) применяется в следующем виде:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}, \quad (\text{Б.13})$$

Следует отметить, что иногда нужно принять  $\gamma_R > 1$  (например, для выдергиваемых свай) и тогда Формула (Б.13) используется в следующем виде:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R, \quad (\text{Б.14})$$

## Приложение В

(информационное)

## Примеры расчета оснований по несущей способности

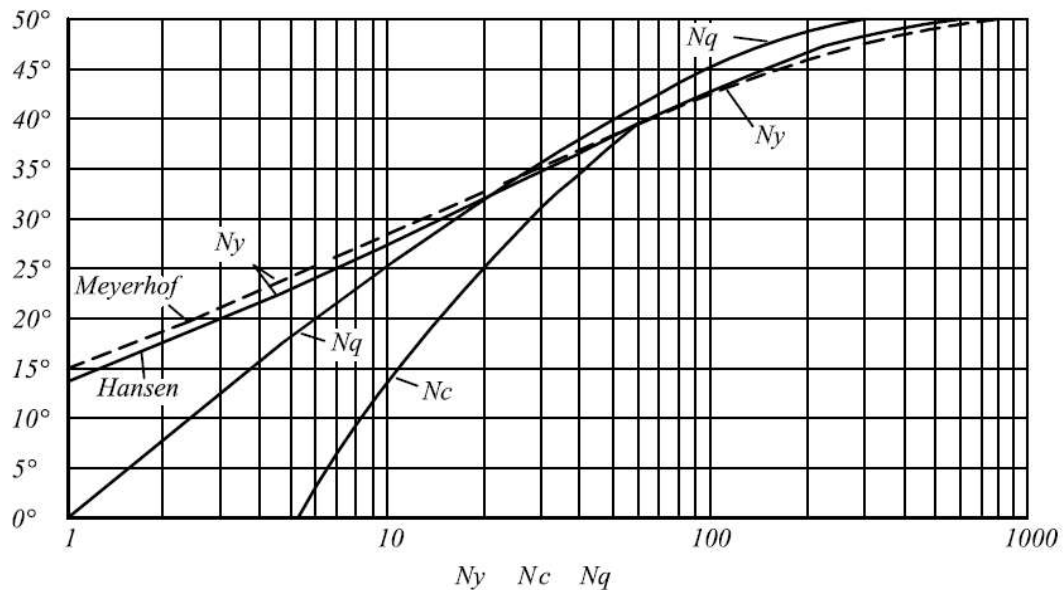


Рисунок В.1– Графики для определения коэффициентов  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  для оценки несущей способности основания

## ПРИМЕР 1

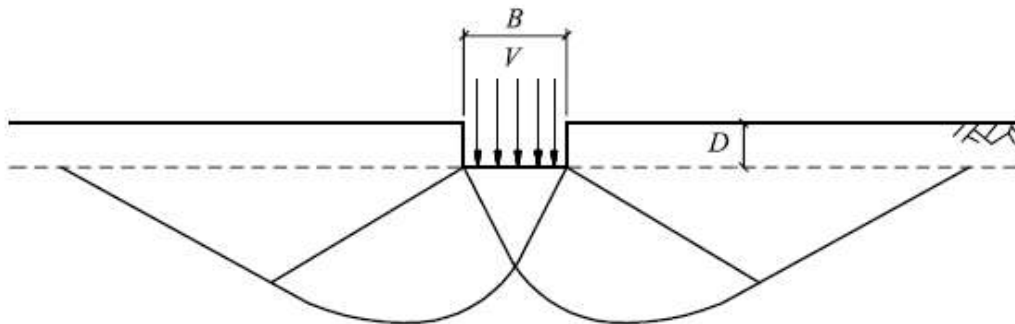


Рисунок В.2– К примерам определения несущей способности.

Подошва фундамента размерами 2.25 x 2.25 м расположен на глубине  $D = 1.5$  м на песчанном грунте, с прочностными характеристиками  $c = 0$  and  $\phi' = 38^\circ$ . Определить несущую способность грунтов основания (а) уровень воды ниже фундамента и (в) уровень воды на поверхности. Удельный вес равен  $18 \text{ кН/м}^3$  и насыщенной водой песка  $20 \text{ кН/м}^3$ . Для квадратной подошвы (при  $c = 0$ ) определим по формуле:

$$R_d = \gamma D N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{В.1})$$

При  $\phi' = 38^\circ$  коэффициенты (Рисунок В.1) равны:  $N_\gamma = 67$  and  $N_q = 49$ .

Случай а)

$$R_d = (18 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 18 \times 2.25 \times 67) = 1323 + 1085 = 2408 \text{ кН} / \text{м}^2$$

2 случай в)

$$R_d = \gamma' D N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma = (10.2 \times 1.5 \times 49) + (0.4 \times 10.2 \times 2.25 \times 67) = 750 + 615 = 1365 \text{ кН} / \text{м}^2$$

ПРИМЕР 2 Ленточный фундамент находится под воздействием постоянной нагрузки 500 кН/м и временной нагрузки 300 кН/м. Фундамент расположен на глубине  $D = 0.7$  м на гравелистых песках. Параметры прочности  $c = 0$  и  $\phi' = 40^\circ$ . Определить ширину подошвы фундамента при коэффициенте безопасности равным 3.0. Удовлетворит ли ширина фундамента расчетному сопротивлению грунта? Удельный вес песка над уровнем воды равен  $17 \text{ кН/м}^3$ , насыщенный водой равен  $20 \text{ кН/м}^3$ .

При  $\phi' = 40^\circ$  коэффициенты несущей способности равны  $N_\gamma = 95$  и  $N_q = 64$  (Рисунок В.1). С учетом эффективного напряжения (удельный вес песка с учетом взвешивающего действия воды, характерный ниже уровня грунтовых вод), тогда окончательное предельное состояние находится следующим образом:

$$R = \gamma' D N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma = (17 \times 0.7 \times 64) + \left( \frac{1}{2} \times 10.2 \times B \times 95 \right) = 762 + 485B$$

$$\text{Несущая способность: } R_d = R - \gamma D = 762 + 485B$$

Ширину подошвы принимаем  $B = 1.55$  м

С учетом коэффициентов безопасности, прочностные параметры будут  $\phi' (\tan 40^\circ / 1.25) = 34^\circ$  ( $\phi'_d = \tan^{-1}(\tan \phi'_k / 1.25)$ ) и тогда коэффициенты  $N_\gamma = 35$  and  $N_q = 30$ . Окончательно несущая способность грунтов основания:

$$R_d = 1.55 \left[ (17 \times 0.7 \times 30) + \left( \frac{1}{2} \times 10.2 \times 1.55 \times 35 \right) \right] = 982 \text{ кН} / \text{м}$$

Величина воздействия с учетом коэффициентов:

$$V_d = (500 \times 1.00) + (300 \times 1.30) = 890 \text{ кН/м}$$

Условие удовлетворяются.

При  $\phi' = 40^\circ$  (коэффициент характеристик грунтов равным 1.00),  $N_q = 64$ ,  $N_\gamma = 95$  тогда  $R_d = 2344$  кН/м. С коэффициентами нагрузки равным 1.35 и 1.50,  $V_d = (500 \times 1.35) + (300 \times 1.50) = 1125$  кН/м. Условие удовлетворяются.

**Приложение Г**

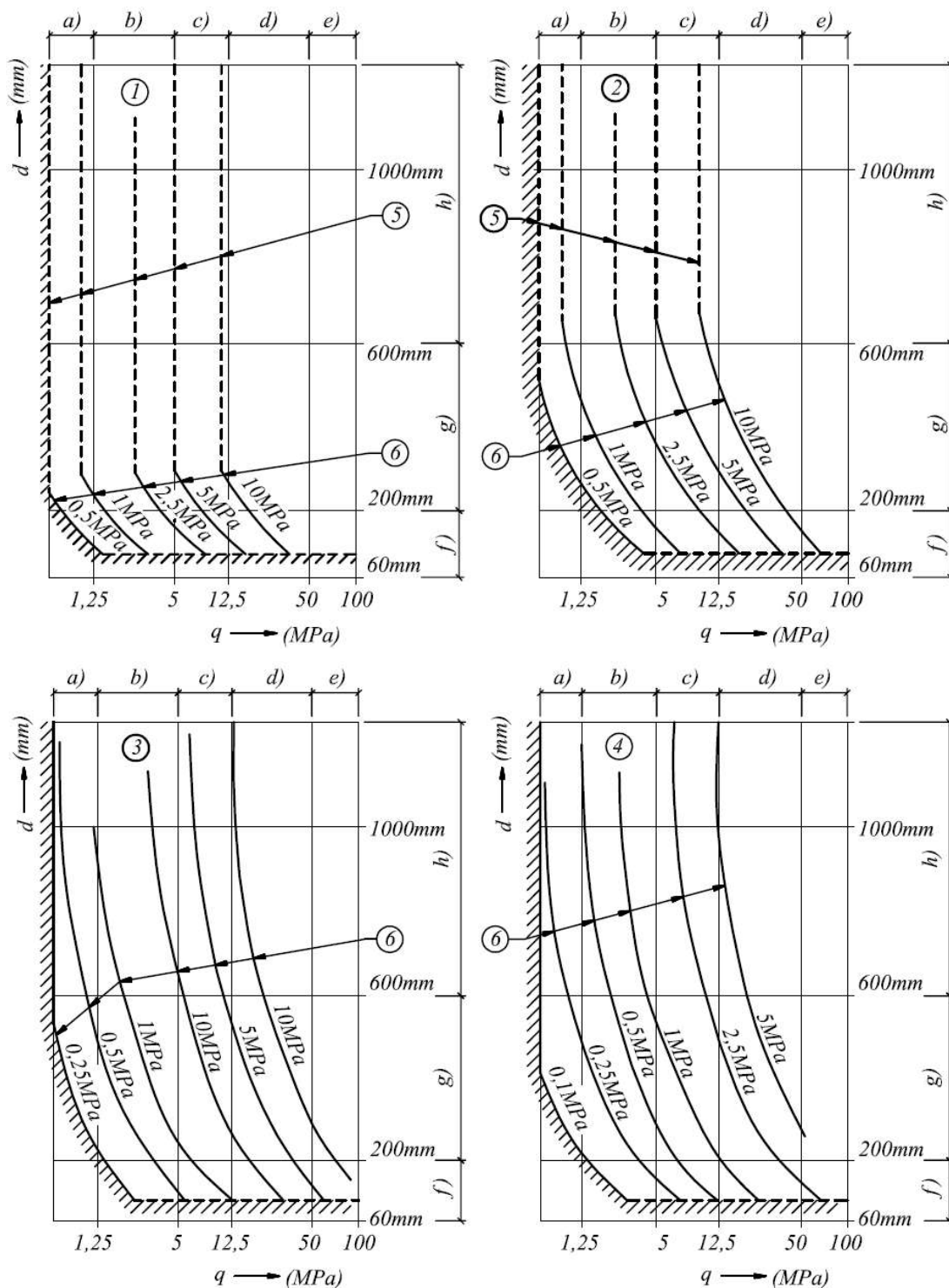
(информационное)

**Метод расчета предполагаемой несущей способности фундаментов на скальном основании**

Для слабых и разрушенных скальных грунтов с трещинами, заполненными материалом, включающим мел с пористостью менее 35 %, предполагаемая несущая способность может быть определена по Рисунку Г.1 с учетом классификации, представленной в Таблице Г.1, при допущении, что сооружение может выдержать осадки, равные 0,5 % ширины фундамента. Значения предполагаемых осадок могут быть получены из прямой пропорциональности. Для слабых и разрушенных скальных грунтов с открытыми или незаполненными трещинами следует использовать уменьшенные значения несущей способности.

**Таблица Г.1 – Классификация слабых и разрушенных скальных грунтов**

Группа	Вид скального грунта
1	Чистые известняки и доломиты Карбонатные песчаники с низкой пористостью
2	Вулканические происхождения Оолитовые и мергелистые известняки Хорошо сцементированные песчаники Отвердевшие карбонатные аргиллиты Метаморфические породы, включая различные сланцы (плоская сланцеватость/слоистость)
3	Сильно мергелистые известняки Слабо сцементированные песчаники Различные виды сланцев (круто падающая сланцеватость/слоистость)
4	Несцементированные глинистые сланцы



**Рисунок Г.1 – Предполагаемая несущая способность для квадратных фундаментов на скальном основании (при осадках, не превышающих 0,5 % ширины фундамента)**

Ось абсцисс:  $q_u$  (МПа): одноосная прочность на сжатие

Ось ординат:  $d_s$  (мм) шаг разрыва сплошности

1 – скальная порода 1 группы; 2 – скальная порода 2 группы; 3 – скальная порода 3 группы; 4 – скальная порода 4 группы; 5 – допустимое контактное давление, не

превышающее одноосную прочность на сжатие у скальной породы, если трещины заполнены, или если 50 % от этого значения, если трещины открыты;

б – допустимые контактные давления:

- а) сильно трещиноватая скальная порода,
- б) трещиноватая скальная порода,
- с) умеренно трещиноватая скальная порода,
- д) умеренно прочная скальная порода,
- е) прочная скальная порода;

трещины:

- ф) густо расположенные,
- г) средне расположенные,
- h) редко расположенные

Виды пород в каждой из четырех групп см. в Таблице Г.1. Предполагаемое несущее сопротивление в заштрихованных зонах оценивается после осмотра и/или проведения испытаний породы.

## Приложение Д

(информационное)

## Расчет осадки фундамента за счет консолидации (основания)

Для расчета осадки за счет консолидации основания можно использовать график одномерной консолидации грунта без возможности бокового расширения. Сумма осадок в недренированном состоянии и за счет консолидации часто завышает общую осадку, поэтому можно использовать эмпирические поправки. По результатам расчета осадки за счет консолидации основания получают зависимость: время–осадка

Для связных грунтов скорость роста осадок до конца первичной консолидации можно определить приближенно, используя параметры консолидации, полученные из компрессионных испытаний. Однако скорость роста осадок за счет консолидации предпочтительнее определять, используя значения коэффициента фильтрации, полученные при натурных испытаниях, чтобы степень осадки фундамента из-за уплотнения была вычислена с использованием значений водопроницаемости, полученных из испытаний в полевых условиях.

**ПРИМЕР** Определить осадки слоя грунта через различные промежутки времени: 1 год, 2 года и 5 лет, если давление на грунт  $p=0,2 \text{ МПа}=20 \text{ Н/см}^2$ , толщина слоя грунта  $h=5\text{м}$ , коэффициент относительной сжимаемости  $m_v=0.001 \text{ см}^2/\text{Н}$ , коэффициент фильтрации  $k_f=1 \cdot 10^{-8} \text{ см/с}$ .

Определим постоянный множитель  $N$  по формуле:

$$N = [\pi^2 c_v / (4h^2)]t,$$

Предварительно найдем коэффициент консолидации  $c_v$ , учитывая, что  $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$  и  $\gamma_w = 9,8 \cdot 10^{-3} \text{ Н/см}^3$ :

$$c_v = \frac{k_f}{m_v \gamma_w} \approx \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0.001 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}} \approx 30000 \text{ см}^2 / \text{год},$$

Тогда

$$N \approx [9,87 \cdot 30000 / (4 \cdot 500^2)]t \approx 0,3t,$$

Полную стабилизированную осадку слоя грунта при сплошной нагрузке определим:

$$s \approx h m_v p = 500 \cdot 0,001 \cdot 20 = 10 \text{ см},$$

Для вычисления осадки  $s_t$  через 1 год после загрузки поставим в формулу значения величин:

$$e^{-N} = e^{-0,3 \cdot 1} = 0,741; e^{-9N} = e^{-9 \cdot 0,3 \cdot 1} = 0,067,$$

Тогда осадка рассматриваемого слоя грунта через 1 год

$$s_1 = h m_v p [1 - \frac{1}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N})] = 10 [1 - 0,81(0,741 + 0,007)] = 3,9 \text{ см},$$

Осадку через 2 года определим по той же формуле, ограничиваясь первым членом ряда:

$$e^{-N} = e^{-0,3 \cdot 2} = 0,549,$$

$$s_2 = h m_v p (1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}) = 10 (1 - 0,81 \cdot 0,549) = 5,6 \text{ см},$$

Для  $t=5$  лет



$$s_2 = 10(1 - 0.81 \cdot e^{-0.35}) = 8.2 \text{ см},$$

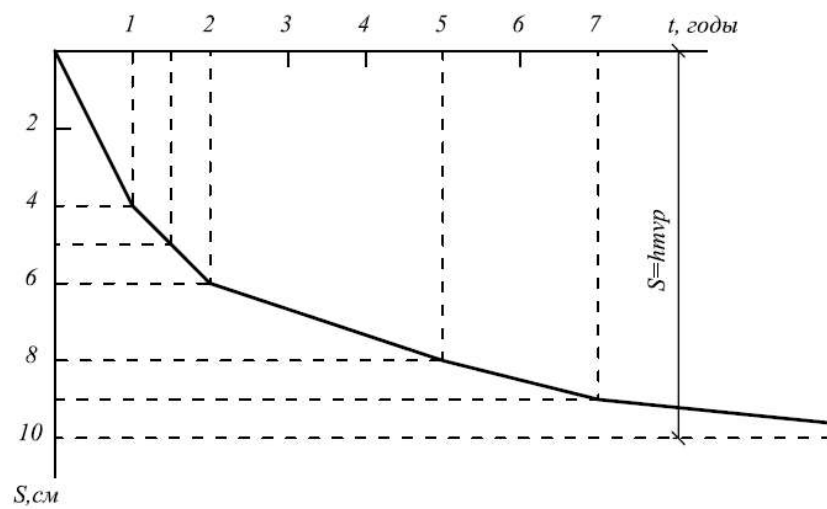


Рисунок Д.1 – К примеру осадки за счет консолидации

## Приложение Е

(информационное)

## Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов

Значения допустимых перемещений фундаментов [ 2].

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям  $s_{u,s}$  должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать согласно нижеприведенной таблице, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения  $s_{u,s}$ .

Таблица Е.1 – Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относи- тельная разность осадок $(s/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $\bar{s}_u$ (в скобках максимальная $s_{max,u}$ ) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15

Таблица Е.1 – Предельные деформации основания (продолжение)

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относи- тельная разность осадок $(s/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $\bar{s}_u$ (в скобках максимальная $s_{max,u}$ ) осадка, см
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции отдельно стоящие рабочее здание	— — — — —	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м: $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	— — — —	0,005 $1/(2H)$ $1/(2H)$ $1/(2H)$	40 30 20 10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	—	0,004	20
7. Антенные сооружения связи: стволы мачт заземленные то же, электрически изолированные башни радио башни коротковолновых радиостанций башни (отдельные блоки)	— — 0,002 0,0025 0,001	0,002 0,001 — — —	20 10 — — —
8. Опоры воздушных линий электропередачи: промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,003 0,0025 0,002	0,003 0,0025 0,002	— — —

**Таблица Е.1 – Предельные деформации основания (продолжение)**

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3 настоящей таблицы, принимаются равными  $0,5 (s/L)_u$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определении относительной разности осадок ( $s/L$ ) в поз. 8 настоящей таблицы за  $L$  принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками – расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20%.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящей таблице.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для сооружений, причисленных в поз. 1–3 настоящей таблицы, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

Необходимо учитывать следующие виды перемещений фундаментов: осадку, относительную (или неравномерную) осадку, поворот, крен, относительный прогиб, относительный поворот, горизонтальное перемещение и амплитуду вибраций.

Максимально допустимые относительные повороты для сооружений с открытым каркасом, с заполнением каркаса и с несущими или сплошными кирпичными стенами едва ли могут быть одинаковыми, но они вероятнее всего должны находиться в диапазоне от 1/2000 до около 1/300, чтобы избежать возникновения функционального предельного состояния в сооружении. Максимальный относительный поворот 1/500 допустим для многих сооружений. Относительный поворот, вызывающий аварийное предельное состояние, равен приблизительно 1/150.

Отношения, приводимые выше, относятся к прогибу вниз. В случае выгиба вверх (края оседают больше, чем середина), эта величина должна быть уменьшена вдвое.

Для обычных сооружений на одиночных фундаментах чаще всего допустимы осадки до 50 мм. Большие по величине осадки могут быть допустимы, если относительные повороты не осложняют доступ технических служб в сооружение и не вызывают крены и т. д.

Эти указания относительно предельных осадок касаются обычных типовых сооружений. Они неприменимы для необычных зданий и сооружений или при существенно неравномерных нагрузках.

Рекомендации по значениям допустимых перемещений фундаментов приведены в РДС РК 1.01–ХХ–201Х «Инструкция по применению строительных норм Республики Казахстан, включающих европейские нормы, идентичные Еврокодам»

**Библиография**

- [1] СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Основы строительного проектирования.
- [2] СН РК EN 1997-1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.
- [3] СНиП РК 5.01-01-2002. Основания зданий и сооружений.
- [4] EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование.
- [5] EN ISO 14688-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 1. Идентификация и описание.
- [6] EN ISO 14688-2 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 2. Принципы классификации.
- [7] EN ISO 14689-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация скальных грунтов. Часть 1. Идентификация и описание.
- [8] EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.
- [9] EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции.
- [10] EN ISO 13793:2001 Поведение зданий при тепловых воздействиях. Тепловой расчет и проектирование фундаментов для исключения морозного пучения грунта.

---

УДК 624.012.4.041.2

МКС 91.080.40

---

**Ключевые слова:** грунт, основания, фундамент, геотехническое проектирование

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
НОРМАТИВТІК ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛДАРЫ**

**ҚР НТҚ 07-01.4-2012  
ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ.ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУДЫҢ  
НЕГІЗДЕРІ БӨЛІМІ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҒЗСТҚСИ» РМК

Компьютерлік беттеу:

Басуға \_\_\_\_\_ 2012 ж. қол қойылды. Пішімі 60 x 84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>.

Қарпі: Times New Roman. Шартты баспа табағы 2,1.

Тараламы \_\_\_\_\_ дана. Тапсырыс № \_\_\_\_\_.

---

«ҚазҒЗСТҚСИ» РМК

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – қабылдау бөлмесі

*Официальное издание*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ  
МИНИСТЕРСТВА НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ  
КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 07-01.4-2012  
ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЧАСТЬ.  
ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Ответственные за выпуск: РГП «Каз НИИССА»

Набор и компьютерная вертка:

Подписано в печать \_\_\_\_\_ 2012 г. Формат 60 x 84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>

Гарнитура: Times New Roman. Усл. печ. л. 2,1

Тираж \_\_\_\_\_ экз. Заказ № \_\_\_\_\_

---

РГП «КазНИИССА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – приемная