

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

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

ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫҢ ІРГЕЛЕРІ

ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*
СП РК 5.01-102-2013*

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Индустрия және инфрақұрылымдық даму
министрлігі Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық
істері комитеті

Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального
хозяйства Министерства индустрии и инфраструктурного развития
Республики Казахстан

Нұр-Сұлтан 2021

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. **БЕКІТІЛГЕН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН:** 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

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. **УТВЕРЖДЕН 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

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

Қазақстан Республикасы Индустрия және инфрақұрылымдық даму министрлігі Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің 2019 жылғы 06 қарашадағы №178-НҚ және 2021 жылғы 18 наурыздағы №30-НҚ бұйрығына сәйкес өзгертулер мен толықтырулар енгізілді.

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

Внесены изменения и дополнения в соответствии с приказами Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан от 06 ноября 2019 года №178-НҚ и от 18 марта 2021 года №30-НҚ.

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ.....	V
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР	2
4 НЕГІЗДЕР ЖОБАЛАУДЫҢ ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕРІ	2
4.1 Негізгі ережелер	2
4.2 Негіздер есептелу кезінде ескерілетін жүктемелер мен әсерлер	5
4.3 Топырақтар сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері	6
4.3.1 Жерасты сулары	9
4.4 Іргетастардың салу тереңдігі	14
4.5 Негіздердің деформациялар бойынша есептелуі	18
4.6 Негіз топырағының есептік кедергісін анықтау.....	20
4.7 Негіздің шөгуін анықтау.....	28
4.8 Іргетастың жантаюын анықтау.....	32
4.9 Негіздердің шекті деформациялары	34
4.10 Негіздердің көтеру қабілеті бойынша есептелуі	36
5 КҮРДЕЛІ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ НЕГІЗДЕРДІ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	42
5.1 Шөккіш топырақтар	42
5.2 Ісінгіш топырақтар	47
5.3 Тұзды топырақтар	52
6 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ	55
6.1 Энергия тұтынуды қысқарту	55
6.2 Табиғи ресурстарды тиімді пайдалану	56
6.3 Құрылыста және жобаларда ескерілетін экологиялық талаптар	57
7 СУ ҚАНЫҚПАҒАН БИОГЕНДІ ТОПЫРАҚТАРДА ЖӘНЕ ТЕЛІМДЕРДЕ ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	59
8 ЭЛЮВИАЛДЫ ТОПЫРАҚТАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	60
9 ҮЙІНДІ ТОПЫРАҚТА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	61
10 ӨНДЕЛЕТІН АУМАҚТАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	62
11 СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	64
12 ЭЛЕКТР БЕРІЛІСІНІҢ ӘУЕ ЖЕЛІЛЕРІ ТІРЕКТЕРІНІҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	69
13 ҮЙІНДІ АСТЫНДАҒЫ КӨПІРЛЕР МЕН ҚҰБЫРЛАР ТІРЕКТЕРІНІҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	72
14 ҚОРШАЛҒАН АУМАҚТАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	74
15 ИІРІМДІ ТОПЫРАҚТА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	75
16 ШАЮ ТОПЫРАҚТАРЫНДА САЛЫНАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	76
А қосымшасы (міндетті) Топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамаларының нормативтік мәндері.....	78

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

Б қосымшасы (міндетті) Негіз топырақтарының есептік кедергілері	85
В қосымшасы (міндетті) Негіздердің шекті деформациялары	90
Г қосымшасы (ақпараттық) Топырақтардың нормативтік тоңдану тереңдіктерінің арасызықтары	92
БИБЛИОГРАФИЯ	93

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы, «Ғимараттар мен имараттардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігі жөнінде» Техникалық регламенті дәлелдік базасының нормативтік құжаттарының, имараттар және ғимараттар негіздерінің жобалануына қарасты біреуі ретінде ұсынылады.

Осы ережелер жинағы ҚР ҚН 5.01-02-2013 «Ғимараттар мен имараттардың негіздері» қызметтік сипаттамаларына қойылатын талаптарының олардың қолайлы шешімдері мен өлшемдерін белгілейді.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ

СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫҢ ІРГЕЛЕРІ

ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Енгізілген күні - 2015–07–01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы ережелер жинағы өнеркәсіптік, тұрғын және қоғамдық имараттар мен ғимараттардың іргетастар негіздерін жобалағанда пайдалануға ұсынылады.

1.2 Осы ережелер жинағы, динамикалық жүктемелер тарататын машиналар іргетастарын, терең орнатылатын қадалар және гидротехникалық имараттарды, жолдар, аэродром, көпірлер, су өткізгіштерді, ғимараттар мен құрылыстардың іргетасын, сондай-ақ имараттар мен ғимараттардың жабындарын жобалауға қолданылмайды.

1.3 Осы ережелер жинағына имараттар және ғимараттар негіздерінің қауіпсіздігін қамтамасыз етуге бағытталған қолайлы шешімдер енген.

1.4 Осы ережелер жинағының баптары өнеркәсіптік, тұрғын және қоғамдық имараттар мен ғимараттардың іргетастар негіздерінің барлық жобалау және орнату кезеңдерінде орындалуға тиісті.

1.5 Осы ережелер жинағының қолайлы шешімдерін, жарылғыш заттар және жару құралдарын өндіру мен сақтауға арналған және әскери маңызы бар имараттар, метрополитендер жерасты ғимараттарының және кен қазбаларының жайларына қолдануға болмайды.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағында келесі нормативтік-техникалық құжаттарға сілтемелер қолданылды:

Қазақстан Республикасының заңы «Техникалық реттеу жөнінде» 9 қараша 2004 жыл № 603–ІІ.

Техникалық регламент «Ғимараттар мен имараттардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігі жөнінде» Қазақстан Республикасы Үкіметінің қаулысымен 17 қараша 2010 жылы № 1202 бекітілген.

ҚР ҚН 5.01-02-2013 Ғимараттар мен имараттардың іргелері.

Ескертпе - Ұсынылған ережелер жинағын қолдануда сілтеме жасалған құжаттарды жыл сайын жаңартылып отыратын «Қазақстан Республикасы шекарасында қызмет атқаратын сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативті құқылы және нормативті-техникалық тізім», «Қазақстан

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттарға сілтеу», «Қазақстан Республикасының мемлекетаралық нормативтік құжаттарға сілтеу» құжаттары бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме құжаты ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда ұсынылған құрылыс нормасын қолданғанда ауыстырылған (өзгертілген) құжатты қолданған жөн. Егер сілтеме құжаты ауыстырымсыз алынып тасталса, онда оған сілтеме берілген ереженің бөлігі ғана қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы ережелер жинағында ҚР ҚН 5.01-02 нормаларындағы терминдер мен анықтамалар қолданылған сонымен бірге қосымша:

3.1 Имарат: Жүктеме көтеруге және қажетті қатқылдықты қамтамасыз етуге арналған біріккен бөліктердің ұйымдастырылған кешені (құрылыс жұмыстары барысында жинақталған үйінді топырақты қосқандағы).

3.2 Ғимарат: Көтергіш және қоршағыш конструкциялардан тұратын жасанды құрылыс, ол атқарушы қызметіне байланысты адамдар тұратын немесе келіп кететін, өндіріс үрдістерін атқаратын, сонымен қатар материалды құндылықтарды сақтауға арналған жабық көлемді құрайды. Ғимараттардың жерасты бөлігі болуы мүмкін.

3.3 Топырақтың әрекеттестігі: Топырақ пен іргетас немесе сүйеме конструкция деформацияларының өзаралық әсері.

3.4 Топырақтық негіз: Құрылыс жұмыстары басталмай тұрғандағы алаңның топырағы, тау тасы немесе үйіндісі.

3.5 Сенімділік: 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.

3.6 Шекті күйлер: Көтеруші конструкция жобалау талаптарына сай келмейтін күйлер.

3.7 Көтеру қабілетінің шекті күйлері: Қираумен немесе көтеруші конструкция істен шығуының басқа түрлерімен байланысты күйлер. Әдетте, олар конструкцияның немесе оның бөлігінің ең жоғарғы көтеру қабілетіне сәйкес келеді.

3.8 Беріктік: Материалдың, әдетте механикалық кернеу бірліктерімен көрсетілетін көрсеткіші.

4 НЕГІЗДЕР ЖОБАЛАУДЫҢ ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕРІ

4.1 Негізгі ережелер

4.1.1 Топырақтық негіздерді жобалау барысында есептелу арқылы:

- негіздің түрі (табиғи немесе жасанды) қабылданады;
- іргетастардың түрі, конструкциясы, материалы және өлшемдері (таяз немесе терең орнатылатын таспалы, тосбағанды, тақталы, қадалы, темірбетонды, бетонды, шойтасбетонды, т.б.) белгіленіп қабылданады;
- ғимараттың пайдалану жарамдылығына әсер ететін, негіздер деформацияларының азайтылуы қажет болғанда қолданылатын шаралар қабылданады.

4.1.2 Топырақты негіздер шекті күйдің екі тобы бойынша есептелуі қажет: біріншісі - көтеру қабілеті бойынша және екіншісі – деформациялары бойынша.

Шекті күйлердің бірінші тобына, ғимарат пен негіздің, пайдалануға мүлдем жарамсыз болуына апаратын күйлер жатады (орнықтылықты, түр мен орынды жоғалту; қираудың морт, созылмалы немесе басқа түрлері; резонанстық тербелістер; шектен тыс иленгіштік немесе тұрақталмаған жылжымалылық деформациялары және т. с.с).

Шекті күйлердің екінші тобына, ғимараттардың қалыпты пайдалануын қиындататын немесе рауасыз ауытқулар (шөгулер, көтерілулер, иілістер, жантаюлар, бұрылыс бұрыштары, тербелістер, жарықшақтар және т.с.с) салдарынан оның төзімділігін төмендететін күйлер жатады.

Негіздер деформациялары бойынша 4.9.6 жайды қоспағанда, барлық жағдайларда, ал, көтеру қабілеті бойынша 4.1.3 көрсетілген жайларда есептелінеді.

4.1.3 Негіздердің көтеру қабілеті бойынша есептелінуі төмендегідей жағдайларда орындалуға тиісті егер:

- а) негізге едәуір көлденең (тіреуіш қабырғалар, керуші құрылымдар іргетастары және т.с.с.), сонымен бірге сейсмикалық жүктемелер берілетін болса;
- б) ғимарат еңісте немесе оның жанында орналасса;
- в) негіз, суға қаныққан осал топырақтардан тұратын болса;
- г) негіз таутасты топырақтардан тұратын болса.

Егер, жобаланып жатқан іргетас жылжуы мүмкін еместігі құрылымдық шаралармен қамтамасыз етілсе, онда «а» мен «г» тармақшаларында көрсетілген жағдайларда негіздің көтеру қабілеті бойынша есептелуін жүргізеуге болады.

Егер жоба бойынша қазаншұңқыр қойындарын топырақпен қайта толтырудан бұрын іргетастарды орнатқаннан кейін іле-шала ғимаратты тұрғызу мүмкіндігі қарастырылған болса онда құрылыс барысында әсер ететін жүктемелерді ескере отырып негіздің көтеру қабілетін тексеруді орындау қажет.

4.1.4 Ғимарат пен оның негізі тұтас қарастырылуға, яғни ғимараттың негізбен әрекеттенуі ескерілуге тиісті. Ғимарат пен негіздің біріктірілген есептелінуінде аналитикалық сандық және басқа әдістер пайдаланылуы мүмкін.

4.1.5 Шекті жағдайы бойынша негізді есептеудің мақсаты 4.1.2 т. көрсетілген негіздердің шекті жағдайға дейін жетпеуін қамтамасыз ететін іргетастың техникалық шешімін таңдау. Бұл жағдайда жобаланатын ғимараттан түсетін күштер ғана есептеліп қоймай сонымен қатар, топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерінің өзгеруіне әкеп соқтыратын қоршаған ортаның зиянды әсері де есепке алынуға тиісті (мысалы, жербеттік және жерасты суларының климаттық себептердің түрлі жылу көздері әсерінен және т.б.). Ылғалдылықтың өзгеруіне шөккіш ісінгіш және тұзды топырақтар ерекше сезімтал температура күйіне - ісінгіш және аяздан ісінетін топырақтар.

4.1.6 Ғимарат – негіз немесе іргетас – негіз жүйелерінің есептік сұлбасын ғимарат құрылымдары мен негіздерінің (ғимараттың статикалық сұлбасының, оны тұрғызу ерекшеліктерінің, топырақтың қатпарлану қасиетінің негіз топырақтары құрылымдарының топырақтың әрекеттестігі ғимаратты пайдалану мүмкіндігінің және т.б.) деформациялары мен кернеулі күйін анықтайтын өте маңызды себептерді ескере отырып таңдау қажет. Құрылымдардың кеңістіктік жұмысын геометриялық және

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

физикалық сызықсыздығын, анизотропиясын материалдар мен топырақтардың иілімділік және реологиялық қасиеттерін ескерген жөн.

Негіздің статикалық әртектілігін, жүктемелердің кездейсоқ табиғатын, құрылым материалдарының құрамы мен әсерлерін ескеретін ықтималды есептеу әдістерін де қолдануға болады.

4.1.7 Көрсетілген есепте инженерлік-геологиялық ізденістер нәтижелері төмендегі мәліметтерді қамтиды:

- болжамды құрылыс тұрғызылатын орынның орналасқан жері, оның жер бедері, климаттық және сейсмикалық жағдайы және бұдан бұрын орындалған инженерлік ізденістер;

- стратиграфикалық реттілікке топырақтың қатпарлануын, жер қыртысының орнының формаларын, олардың көлемінің тереңдігі жоспары, жасы, шығу тегі және біліктілік атауы бойынша және ерекшеленген инженерлік-геологиялық элементтерін [2] суреттей отырып құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық құрылымы;

- сулы деңгей жиіктің болуын, оның қалыңдығын және жерасты суларының күйін, жерасты суларының пайда болған және орныққан деңгейінің белгісін, олардың маусымдық және көпжылдық тербелісінің амплитудасын, су шығынын, топырақтың фильтрациялық сипаттамасы туралы мәліметтерді, сонымен қатар жерасты суларының химиялық құрамы және олардың жерасты құрылыстарының материалдарына қатысты агрессиялығы туралы мәліметтерді көрсете отырып, алаңның гидрогеологиялық жағдайы;

- күрделі топырақтардың болуы (5-тарауды қараңыз);

- бақыланатын жайсыз геологиялық және инженерлік-геологиялық үрдістер (карст, көшкін, суффозия, тау жұмыстары, температуралық ауытқулар);

- топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамалары;

- ғимараттарды салу және оларды пайдалану кездерінде, гидрогеологиялық жағдайлардың және топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерінің мүмкін болатын өзгеруі;

- туралы сұрақтарды қамтуға тиісті.

4.1.8 Топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамалар құрамына:

- топырақтың және оның түйіршіктерінің тығыздығы мен ылғалдылығы [7];

- кеуектілік коэффициенті;

- ірі сынықты топырақтар мен құмдардың түйіршіктік құрамы [8];

- иленгіштік және аққыштық шекараларындағы ылғалдылық, сазбалшықты топырақтардың иленгіштік саны және аққыштық көрсеткіші [7];

- топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы, тұтасуы (ілініс күші) және деформация модулі [4], [5];

- тік бағытты қысым кезіндегі уақытша кедергі, жартасты топырақтардың жұмсарымдылығы және ерігіштік көрсеткіштері [6];

- енеді.

Жобалану ерекшелігі 5-тарауда көрсетілген, күрделі топырақтар үшін де, осы тарауларда көрсетілген сипаттамалар анықталуға тиісті. Арнайы тапсырма бойынша есептелуге қажетті басқа да топырақ сипаттамалары анықталуы мүмкін (мысалы, реологиялық).

Есепте, топырақ сипаттамаларының, зертханалық және далалық анықтауларында қолданылған әдістер және зерттеулер нәтижесін өңдеу әдістері де көрсетілуі тиісті.

4.1.9 Есепке қоса: топырақтық бағаналар және топырақ сынамалары алынған соңғы орындар және олардың далалық сынақтаулары өткізілген жерлері, сонымен қатар, жерасты суының деңгейі көрсетіле отырып инженерлік-геологиялық қималары; топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамалары, олардың нормативтік және есептік мәндерінің көрсеткіштер кестелері; сондай-ақ топырақтарды далалық сынақтаудан өткізу кестелері де беріледі.

4.2 Негіздер есептелу кезінде ескерілетін жүктемелер мен әсерлер

4.2.1 Ғимараттар іргетастары арқылы беріліп, негіздерге түсетін жүктемелер мен әсерлер, әдетте, ғимарат пен негіздің бірігіп жұмыс істеуін қарастыратын есептелумен анықталуға тиісті.

Бұл жағдайда ескерілетін ғимаратқа немесе оның жеке бөліктеріне түсетін жүктемелер мен әсерлер, жүктемелер бойынша сенімділік коэффициенті, сондай-ақ мүмкін болатын жүктемелер бірігуі, жүктемелер мен әсерлер жайындағы [1] талаптарына сәйкес қабылдануға тиісті.

Негізге түсетін жүктемелерді, іргетас үстіндегі құрылымдардың, олар таратылуына деген әсерін, келесі есептеулерде, ескермей анықтауға болады:

- а) жауапкершілігі III деңгейдегі ғимараттар мен имараттар негіздерін;
- б) ғимаратпен бірге негіз топырағының жалпы орнықтылығын;
- в) негіз деформацияларының орташа мәндерін;
- г) жергілікті топырақтық жағдайларға типтік жобаны байланыстыратын кезеңдегі негіз деформацияларын есептегенде.

4.2.2 Негіздердің барлық есептеулері, нормативтік жүктемелерді, шекті күйлер тобына байланысты белгіленетін, жүктеме бойынша сенімділік коэффициентіне γ_f , көбейтіліп анықталатын жүктеменің есептік мәніне жүргізілуге тиісті.

γ_f жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті негіздер:

- шекті күйлердің бірінші тобы бойынша (көтергіштік қабілеті бойынша) есептелінгенде;

- ал шекті күйлердің екінші тобы бойынша (деформациялар бойынша) есептелінгенде – бірге тең етіп қабылданады;

4.2.3 Негіздің деформация бойынша есептелуі жүктемелердің негізгі бірігуіне; көтергіштік қабілеті бойынша – негізгі бірігуіне, ал ерекше жүктемелер мен әсерлер бар болғанда – негізгі және ерекше бірігуіне орындалуы тиіс. Бұл орайда жүктемелер мен әсерлер жайындағы құрылыс нормалары бойынша жабындарға түсетін жүктемелер мен қар жүктемелері, көтергіштік қабілеті бойынша есептеу жүргізгенде қысқауақыттық, ал деформациялары бойынша есептеу жүргізгенде – ұзақ мерзімдік болып саналады. Жылжымалы көтеруші-көліктік жабдықтардан түсетін жүктемелер екі жағдайда да қысқауақыттық болып саналады.

4.2.4 Негіз есептеулерінде іргетастарға жақын орналастырылған жабдықтар мен материалдардан пайда болатын жүктемелерді ескеру қажет.

4.2.5 Егер шөгулік-температуралық жіктердің арақашықтықтары, сәйкес құрылымдарды жобалау жайындағы көрсетілген шамасынан аспайтын болса, онда климаттық температуралық әсерлерден туындайтын құрылымдардағы кернеулерді, негіздерді деформациялар бойынша есептегенде ескермеуге болады.

4.3 Топырақтар сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері

4.3.1 Негіздің көтергіштік қабілетін анықтайтын топырақтардың механикалық қасиеттерінің негізгі өлшемдері ретінде, топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамалары бойынша (ішкі үйкеліс бұрышы φ , ілініс күші c , топырақтардың деформация модулі E , тас топырақтардың сығылу беріктік шегі R_c) қабылданады. Іргетастың негіз топырағымен өзара әсерлесуін сипаттайтын және сынақтау жолымен анықталған (тоңданған кезіндегі ісінудің меншікті күші, негіздің қатқылдық еселіктері) басқа да өлшемдерді қолдануға болады.

Ескертпе - Әрі қарай арнайы айтылған жағдайларды есептегенде «топырақ сипаттамалары» аталуына тек ғана механикалық емес топырақтардың физикалық сипаттамалары да, сондай-ақ осы тармақта ескерілген шамаларда кіреді.

4.3.2 Құрылымы табиғи күйінде сақталған, сондай-ақ жасанды түрдегі де топырақтардың сипаттамалары ғимаратты пайдалану және құрылыс барысында топырақтардың ылғалдылығының өзгеру мүмкіндігі ескеріле, далалық немесе зертханалық жағдайларда тікелей сынақтау негізінде анықталуға тиісті, себебі, суға толық қанықпаған сазбалшықты топырақтар мен тозанды құмдардың ($S_r < 0,8$) және күрделі топырақтардың, ылғалдылықтың жоғарылау салдарынан, беріктік және деформациялық сипаттамалары төмендеуі мүмкін. Ылғалдылығы өседі деп болжамдалған топырақтардың беріктік сипаттамаларын φ және c анықтау үшін, топырақтардың сынамаларын алдын-ала, ылғалдылықтарының болжамға сәйкес мәндеріне дейін суға қанықтыру керек. Деформация модулін далалық жағдайларда анықтағанда сынақтауларды табиғи ылғалдылық күйінде жүргізуге болады, бірақ олар кейінірек компрессиялық сынақтаулар нәтижелері бойынша нақтыландырылуға тиісті.

4.3.3 Шөгінді топырақтардың деформациялық сипаттамаларын анықтаудың сенімді әдістеріне, ауданы 2500-5000 см² жалпақ көлденең штамп көмегімен шурфтар мен қазаншұңқырларда, сонымен қатар, ауданы 600 см² бұрандалы штамп-қалақ көмегімен ұңғымаларда, статикалық жүктемелермен жүргізілетін далалық сынақтаулар жатады.

4.3.4 Көлденең және тік бағытта, құрамының айқын анизотропиясы жоқ, құмды және сазбалшықты топырақтардың деформация модулі E ұңғымаларда [4] радиалды және қалақты прессиометрмен сынақтаулар жүргізу арқылы анықталуы мүмкін. Жауапкершілігі I деңгейдегі ғимараттар үшін, прессиометрлық сынақтаулар мәліметі бойынша анықталған E мәні, сол топырақты, қатар жүргізілген, штамппен сынақтау нәтижесімен салыстыру арқылы нақтылануға тиісті (4.3.3 қараңыз). Жауапкершілігі II және III деңгейдегі ғимараттар мен ғимараттар үшін E мәнін, [4] бойынша түзету еселіктерін пайдалана, топырақты прессиометрмен сынақтау арқылы анықтауға болады.

4.3.5 Құмды және сазбалшықты топырақтардың деформация модулі E статикалық зондтау, ал құмдардың (тозанды суға қаныққан құмнан басқа) - динамикалық зондтау әдістері арқылы анықталуы мүмкін [5]. Жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар үшін зондтау бойынша анықталған E мәні сол топырақты қатар жүргізілген штамппен сынақтау нәтижесімен салыстыру негізінде нақтылануға тиісті (4.3.3 қараңыз). Жауапкершілігі II және III деңгейдегі имараттар мен ғимараттар үшін E мәнін [1] (1-б) келтірілген кестелерді немесе аумақтық құрылыстық нормаларында келтірілген аймақтық кестелерді пайдалана отырып тек зондтау нәтижелері бойынша анықтауға болады.

4.3.6 Сазбалшықты топырақтардың деформация модулі зертханалық жағдайда компрессиялық аспаптарында және стабилметрларда [6] анықталуы мүмкін.

Жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар үшін зертханалық мәліметтер бойынша анықталған E мәні сол топырақты қатар жүргізілген штамппен сынақтау нәтижесімен салыстыру негізінде нақтылануға тиісті (4.3.3 қараңыз). Жауапкершілігі III деңгейдегі ғимараттар үшін E мәнін тек компрессиялық сынақтаулар нәтижелері бойынша оларды 1-Кестеде көрсетілген m_k арттырғыш еселіктер көмегімен түзете отырып анықтауға болады. Бұл еселіктер, аққыштық көрсеткіші $0 < I_L \leq 1$ аралықтағы төрттік сазбалшықты топырақтарға пайдаланылады, және де компрессиялық сынақтаулар бойынша деформация модулінің мәні 0,1-0,2 МПа қысым аралығында анықталуға тиісті.

4.3.7 Шөгінді топырақтардың беріктік сипаттамалары (ішкі үйкеліс бұрышы φ және ілініс күші c) зертханалық, топырақтарды ығыстыру немесе үш бағытта қысымға алу [6] және далалық жағдайлардағы - шурфтарда немесе қазаншұңқырларда топырақтарды ығыстыру, әдістерімен анықталуы мүмкін [4] .

4.3.8 Аққыштық көрсеткіші $I_L > 0,5$, суға қаныққан сазбалшықты топырақтардың, зертханалық сынақтаулар үшін сынамаларын алу немесе далалық сынақтаулар үшін кентіректерді дайындау қиын, кейде тіпті мүмкін емес болғандықтан, бұлардың тұрақсыз күйіндегі негіз есептеулеріндегі беріктік сипаттамалары ұңғымаларда жүргізілетін айналдыра ығыстыру (қию) далалық әдісі арқылы анықталуы мүмкін [4] .

4.3.9 Жауапкершілігі II және III деңгейдегі үймереттер мен ғимараттар үшін, құмдар мен сазбалшықты топырақтардың φ және c мәндері, ұңғымалардағы үдемелік және дөңгелектік ығыстыру далалық әдісі арқылы анықталуы мүмкін [4]. Бұл арада жауапкершілігі II деңгейдегі ғимараттар үшін алынған φ және c мәндері, қатар жүргізілген, сол топырақты 4.3.7. көрсетілген әдіс арқылы сынақтау нәтижесімен салыстыру арқылы нақтылануы керек.

4.3.10 Құмды және сазбалшықты топырақтардың φ және c мәндері статикалық зондтау, ал құмдардың (тозанды суға қаныққан құмнан басқа) - динамикалық зондтау әдістері арқылы анықталуы мүмкін [5].

1-кесте – Жоғарылатушы коэффициенттерінің мәндері m_k

Топырақтың түрі	m_k коэффициентінің мәні егер кеуектілік коэффициенті, e тең болса					
	0,45-0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Құмайттар	4	3,5	3	2	-	-

1-кесте – Жоғарылатушы коэффициенттерінің мәндері m_k (продолжение)

Топырақтың түрі	m_k коэффициентінің мәні егер кеуектілік коэффициенті, e тең болса					
	0,45-0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Саздақтар	5	4,5	4	3	2,5	2
Саздар	-	6	6	5,5	5	4,5
Ескертпе - Кеуектілік коэффициентінің мәні аралықты түрде болса, m_k коэффициенті шамалау арқылы анықталады.						

4.3.11 Тауасты топырақтардың тік бағытта сығылу беріктігінің шегі [6] сәйкес анықталады.

4.3.12 Топырақ сипаттамаларының нормативтік және есептік шамалары, [2] көрсетілген әдістеме бойынша алынған сынақтаулар нәтижелерінің статистикалық өңдеу негізінде анықталады.

4.3.13 Негіздің барлық есептеулерін, төмендегі формула бойынша анықталатын, топырақ сипаттамаларының есептік шамаларын X қолдана отырып орындау қажет:

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (1)$$

мұнда X_n – берілген сипаттаманың нормативтік шамасы;

γ_g – топырақ бойынша сенімділік коэффициенті.

Топырақ бойынша сенімділік коэффициенті γ_g , беріктік сипаттамалар (тауасты емес топырақтардың ілініс күші c , ішкі үйкеліс бұрышы φ және тауасты топырақтардың сығылу беріктік шегі R_c , сондай-ақ топырақ тығыздығы ρ) шамаларының есептік мәндерін анықтағанда, осы сипаттамалардың өзгергіштігіне, анықталу санына және сену ықтималдылығына α [3] байланысты қабылданады. Топырақтың басқа сипаттамалары үшін $\gamma_g = 1$ деп қабылдауға болады.

Ескертпе - Топырақтың меншікті салмағының есептік мәні γ топырақ тығыздығының мәнін еркін түсу үдеуіне көбейту арқылы анықталады.

4.3.14 Топырақ сипаттамаларының есептік мәндерінің сенімділік ықтималдылығы α негізді көтергіштік қабілеті бойынша есептеу кезінде $\alpha = 0,95$, ал деформациялар бойынша $\alpha = 0,85$ болып алынады.

Ескертпелер

1 Сену ықтималдылығының әр түрлі мәндеріне сәйкес келетін топырақ сипаттамаларының есептік мәндері инженерлік-геологиялық ізденістер жөніндегі есепнамаларында көрсетілуге тиісті.

2 Топырақ сипаттамаларының есептік мәндері c , φ және γ келесідей белгіленеді: негізді көтергіштік қабілеті бойынша есептегенде c_b , φ_b және γ_b , ал деформация бойынша c_{II} , φ_{II} және γ_{II} .

4.3.15 Нормативтік және есептік мәндерін есептеп шығаруға қажетті, топырақтар сипаттамаларының анықталу саны, сипаттаманың талап етілетін есептеліну дәлділігіне және ғимарат жауапкершілігінің деңгейіне, топырақтардың әртектілік дәрежесіне байланысты белгіленіп, зерттеулер бағдарламасында көрсетілуге тиісті. Топырақ сипаттамасының анықталу санын ұлғайту, олардың есептік мәнінің артуына, яғни үнемді жобалық шешімдерге алып келетінін ескерген жөн. Алаң бойынша ерекшеленген әрбір инженерлік-геологиялық немесе есептік топырақ құралымдары үшін [2] бір аттас жеке анықтамалар саны физикалық сипаттамалар үшін оннан кем емес, механикалық сипаттамалар үшін алтыдан кем болмауға тиісті. Топырақтарды дала жағдайында штапппен сынақтау нәтижелері бойынша деформация модулін анықтау кезінде, үш сынақ нәтижесімен шектелуге болады (немесе екі, егер олардың орташадан ауытқуы 25% аспайтын болса).

4.3.16 Жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар негіздерінің алдын ала, сонымен қатар жауапкершілігі III деңгейдегі ғимараттар негіздерінің және жауапкершілік деңгейіне қарамастан, аспалы электротаратқыш желілер тіректерінің біржола есептеулеріндегі, топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндерін, олардың физикалық сипаттамаларына байланысты, кестелер бойынша анықтауға болады. Тиісті негіздеме болған кезде, жауапкершілігі II деңгейдегі ғимараттардың біржолата есептеулерінде де кестелерді пайдалануға болады (техникалық жағынан күрделі емес, негіздің деформациясына деген әсералғыштығы төмен ғимараттар).

Ескертпелер

1 Ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , меншікті ілінісуінің c_n және деформация модулінің E нормативтік мәндерін, ұсынылатын А қосымшаның кестелері бойынша алуға болады. Бұл жағдайда сипаттамалардың есептік мәндері, топырақ бойынша сенімділік коэффициентінің келесі мәндеріне байланысты алынады:

негіздердің деформациялар бойынша есептеулерінде $\gamma_g = 1$;

негіздердің беріктік бойынша есептеулерінде:

меншікті ілінісу үшін $\gamma_{g(c)} = 1,5$

құмды топырақтардың ішкі үйкеліс

бұрышы үшін $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$;

сазбалшықты топырақтардың ішкі үйкеліс

бұрышы үшін $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

2 Аймақтық құрылыс кодексінде келтірілген Г қосымшасындағы кестелердің орнына кейбір облыстар үшін осы аудандарға тән топырақ сипаттамаларының аймақтық кестелерін пайдалануға рұқсат етіледі.

4.3.1 Жерасты сулары

4.3.1.1 Негіздерді жобалау кезінде ғимаратты пайдалану және құрылыс барысында гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеру мүмкіндігі ескерілуге тиісті, әсіресе:

- жерасты сулар деңгейінің мезгілдік және көпжылдық табиғи өзгерістері;
- жерасты сулар деңгейінің мүмкін болатын техногендік өзгерістері және қомсулар пайда болуы;
- сазбалшықты топырақтардағы жерасты суларының капиллярлық көтерілу биіктігі;

- өндірістің технологиялық ерекшеліктерін ескергендегі инженерлік ізденістер деректеріне сүйене отырғандағы топырақтардың тоттану белсенділігіне және жерасты құрылымдарының материалдарына қатысты жерасты суларының жегілік дәрежесі.

4.3.1.2 Құрылыстың жерасты суларына деген әсерін бағалау үшін, құрылысты салу және пайдалану кездерінде де гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеруіне болжам жасау керек. Сонымен қатар, аталған болжам, құрылыс тұрғызылып жатқан аймаққа да, сонымен қатар шектес аймақтарға да жасалуға тиісті.

4.3.1.3 Гидрогеологиялық жағдайлар өзгеруінің болжамы, жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар үшін, жерасты суларының көпжылдық күйін қалыптастыратын себептердің өзгеруіне байланысты, геосүзілудің математикалық үлгілеу әдісі пайдаланылып жасалуға тиісті.

4.3.1.4 Гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеруіне болжам жасалғанда, аймақтық және жергілікті болып бөлінетін, күй қалыптастыратын себептердің ажыратылғаны жөн. Аймақтық себептерге жататындары: каналдар, өзендер және басқа да су қоймаларынан, суды көп мөлшерде тұтынатын өнеркәсіптік кәсіпорындардың ағын суларынан, ірі коллекторлардағы апаттардан пайда болатын жерасты суларының қосымша қысымы; су тарту, дренаждар, метро тоннельдерін құрғату жүйесінің, карьерлер және т.б. жұмыстардың нәтижесінде жерасты суларының депрессиялық шұңқырларының пайда болуы. Жергілікті себептерге жататындар: жерасты ғимараттардың барраждық әсерінен (соның ішінде қадалар алаңдарының), су тасымалдайтын коммуникациялардан келетін сулардан, жерасты суларындағы қосымша қысым; ғимараттарды салу және оларды пайдалану кезеңдеріндегі түрлі дренаждардың әсерінен жерасты суларының депрессиялық шұңқырларының пайда болуы.

4.3.1.5 Гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеруі туралы нақты болжамдық бағалар алу үшін, жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар жобалау кезінде, жерасты суларын жүйелік бақылауға алған (құрылыс салынып жатқан және оған іргелес аймақтарда), сонымен қатар, сулы деңгейлердің сүзілулік өлшемдерін анықтау үшін, тәжірибелік-сүзілулік жұмыстар кешенін қарастырған жөн.

4.3.1.6 Жерасты сулары деңгейінің мүмкін болатын мезгілдік және көпжылдық табиғи өзгерістерінің бағалануы, қысқа уақыттық бақылау нәтижелері, сонымен бірге құрылыс алаңдарындағы инженерлік ізденістер кезіндегі жерасты сулар деңгейлерін бір реттен өлшеулерін пайдаланылып, ҚР Су ресурстары жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органдары жүргізген көпжылдық жүйелік бақылаулар деректері бойынша орындалады.

4.3.1.7 Ғимараттардың және жер қазу жұмыстарының жобаларын құрастыру үшін, жерасты суларының көпжылдық орташа және олардың бақылау кезіндегі ең көп және ең аз деңгейлері, сонымен қатар жерасты суларының тасқынды (көктемдегі, жаз-күздегі) деңгейлерінің ұзақтығы туралы мәліметтер қажет.

4.3.1.8 Жерасты суларының көтерілу сипатына қарай аудандарды, жерасты суларының көтерілуі табиғи түрдегі (жерасты суларының деңгейі 3м. аспайды) және көтерілуі техногендік деп ажыратқан жөн. Жерасты сулары көтерілуінің негізгі себептері: құрылыс кезінде – жер тегістеу кезінде жерүсті су ағындары жағдайының өзгеруі, жер қазу және құрылыс жұмыстары арасындағы ұзақ мерзімді үзілістер; пайдалану кезінде- апаттық ағулардың енуі, ғимараттар және жабындар астындағы буланудың азаюы және т.б.

4.3.1.9 Техногендік әсер сипатына қарай құрылыс салынып жатқан аудандар әдетте төмендегідей ажыратылады: су басуы мүмкін емес, су басуы әбден мүмкін және құрғатылатын. Су басуы мүмкін емес аудандар - қолайлы табиғи (қалың, сусіңіргіш топырақ қабатының болуы, жерасты сулары деңгейінің терең орналасуы, аймақтың құрғатылуы) және қолайлы техногендік жағдайлардан (коммуникациялардан судың беталды ағып кетулердің болмауы, болмашы барраждық әсер) негіз топырақтары ылғалдылығының көзге көрінерліктей ұлғаюы және жерасты сулары деңгейінің көтерілуі болмайтын аймақтар. Су басуы әбден мүмкін аудандар-қолайсыз табиғи және техногендік жағдайларға байланысты, олардың құрылыстық игерілу нәтижесінде немесе пайдалану кезінде, ғимараттың қалыпты пайдаланылу жағдайының бұзылуын тудыратын және қорғаныс шаралары мен дренаждар салуды талап ететін, жерасты сулары деңгейінің көтерілуі мүмкін аймақтар.

Құрғатылатын аудандар – жер қабатының отыруына және ғимараттардың деформациялануына себепші болуы мүмкін, құрылыс салу кезіндегі құрғату және ғимаратты пайдалану кезіндегі дренаждар жүргізу арқылы жерасты суларының деңгейі төмендетілетін аймақтар.

4.3.1.10 Ауданды су басуы мүмкін деген жағдай, құрылыс алаңын және оған жапсарлар аймақтардың, инженерлік-геологиялық жағдайлары ескеріліп, гидрогеологиялық жағдайларының өзгеру болжамы мен жобаланатын және тұрғызылған ғимараттар, соның ішінде инженерлік желілердің құрылымдық және технологиялық ерекшеліктері негізінде анықталады.

4.3.1.11 Жауапкершілігі I және II деңгейдегі ғимараттар үшін тиісті негіз болса, жерасты суларының күйін тұрақты бақылаудың кем дегенде бір жылдық мәліметтері енгізілген, арнайы кешендік зерттеулер негізіндегі техногендік себептер ескеріле, жерасты сулары деңгейі өзгеруінің сандық болжамы жасалады. Қажет болғанда, аталған зерттеулерді орындау үшін, зерттеушілерден басқа, бірлесе орындаушы ретінде мамандандырылған мекемелер де қатыстырылуы мүмкін.

4.3.1.12 Жерасты сулары деңгейінің төмендеуі болжамдалған кезде, топырақтың өз салмағынан туындайтын қысымның арту салдарынан, депрессиялық шұңқырдың ұлғаю аймағының және оның үстінде тұрғызылған ғимараттардың қосымша шөгуі мүмкін екендігін ескерген жөн. Осы болжамды ескере отырып, су деңгейінің төмендеу шегін белгілеп, құрылыс мерзімі және құрылыс алаңын игеру кезеңдігін ұсыну қажет, сонымен қатар, құрылыстық құрғату әсерін төмендетуге бағытталған, ғимараттарды тікелей және бүкіл аймақ ауданын қорғайтын шаралар (сүзілуге қарсы бүркеулер мен қалқандар орнату, топырақты мұздатып немесе егіп бекіту және т.б) қажеттілігін анықтау керек.

4.3.1.13 Жерасты сулары деңгейінің өсуі кезінде, топырақтардың суға қаныққандағы деформациялық сипаттамаларының мүмкін болған нашарлауы салдарынан негіздің қосымша шөгулері мен гидростатикалық және гидродинамикалық қалқытулар нәтижесіндегі сығылу қалыңдығының кернеулік күйінің өзгеруі ескерілуге тиісті.

4.3.1.14 Жерасты ғимараттарының құрылыстарын жүргізу кезінде барраждық әсер туындауы мүмкіндігін ескеру қажет, ол бөгет алдындағы жерасты суының деңгейінің көтерілінуімен көрінеді. Барраждық әсерді сандық түрде бағалау мен қорғынас шараларын негіздеу үшін, математикалық үлгілеу әдістерін қолдана отырып, болжам жүргізу қажет.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

4.3.1.15 Құрылыстандырылатын аудандардағы жер асты суларының деңгейінің техногендік өзгеруі аймақтың қызметтік пайдаланылу түріне байланысты болады. Атап айтсақ, өнеркәсіптік аймақтар, тығыз, аралас және тығыздық деңгейі төмен құрылысы бар селитебтік аймақтар мен саябақтар, ормандар алып жатқан аймақтар.

W топырақ қабатының жылына/мм сіңірілген су мөлшерінің мәнін мына формула бойынша анықтайды

$$W = (1 - m)W_{ест} + W_{тех}, \quad (2)$$

мұнда m - ауданның су өткізбейтін жабындармен (асфальт, шатыр және т.б.) жабылу дәрежесі;

$W_{ест}$ - табиғи күйде сіңірілген су мөлшері, жылына/мм;

$W_{тех}$ - техногендік себептерге баланысты сіңірілген су мөлшері, жылына/мм.

$W_{тех}$ қызметтік аймақтардың суды тұтынуларына байланысты.

Селитебтік аудандардың аумағында жер асты суларын қуаттандыруды қалыптастыруға қатысатын су тұтынуды жоғалту, жалпы су тұтынудың жиынтық мөлшерінің, орташа есеппен, 3,6% құрайды. Өнеркәсіптік аймақтар үшін бұл шығындар өндірістің сипаттамасы мен пайдалану ұзақтығына байланысты 4-6 % дейін өседі.

4.3.1.16 Жауапкершіліктері I және II деңгейдегі ғимараттар үшін ауданның гидрогеологиялық жағдайларының өзгеруінің сандық болжамы келесі есептеулерді орындау үшін жасалады:

- қазаншұңқырға су ағып келуін есептеу;
- қазаншұңқырдың негізі мен құламаларының тұрақтылығын, сол сияқты суффозиялық үдерістердің пайда болу мүмкіндігін бағалау;
- сүзілуге қарсы бүркеулер қажеттілігін және олардың тереңдігін негіздеу;
- депрессиялық шұңқырдың өлшемдерін анықтау мен дренаждың іргелес аймаққа әсер етуін бағалау;
- барраждық әсерді бағалау;
- іргетастың табанына әсер ететін жерасты суларының қысымын есептеу;
- дренажға судың ағып келуін бағалау және оның әсер ету аймағын анықтау;
- капиллярлық суға қанығу биіктігін бағалау.

4.3.1.17 Арын сулы топырақ қабатымен төселген, жоғары жатқан су өткізбейтін сазбалшықты қабаттың арынды сулармен бұзылу мүмкіндігін төмендегі шарттармен тексереді

$$\gamma_w H_0 \leq \gamma_{II} h_0, \quad (3)$$

мұнда γ_w - судың меншікті салмағы, кН/м³;

H_0 - тексерілетін, су өткізбейтін қабаттың табанынан жер асты суларының ең жоғары деңгейіне дейін есептелінетін су қысымының биіктігі, м;

γ_{II} - тексерілетін қабат топырағының меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³;

h_0 - қазаншұңқырдың түбінен тексерілетін қабат табанына дейінгі арақашықтық, м.

Егер шарт орындалмаса жобада сулы қабаттың қысымын (суды тартып шығаратын немесе толтырылып су құятын ұңғымалар орнату) жасанды жолмен төмендету керек. Жерасты суларының қысымын жасанды жолмен төмендету белгілі бір мерзімге қарастырылуы керек осы мерзім ішінде ғимаратта, жерасты су қысымын қабылдай алатын, айтарлықтай салмақ мен беріктік пайда болады бірақ бұл мерзімнің, қазаншұңқырдың қойындарын топырақпен қайта толтыру жұмыстарының аяқталынуынан кейін, басталғаны жөн.

4.3.1.18 Іргетастар мен жерасты ғимараттарын арынды жерасты суларының пьезометрлық деңгейінен төмен жобалау барысында олардың қысымын есептеу керек және олардың қазаншұңқырға бұзып кіруінің қазаншұңқырдың түбінің ісінуі мен ғимараттың қалқуының алдын алатын іс-шараларды қарастыру керек.

Іргетастар мен жерасты ғимараттар жерасты суларының пьезометрлық деңгейінен төмен салынған жағдайда, келесі жайттарды ескерген жөн:

- жерасты суларының қазаншұңқырға бұзып кіруі, негіз топырақтарының жоғары ығысуы, едендердің көтерілуі және т.б. мүмкін жағдайлардағы арын сулы қабатпен төселген топыраққа тереңдетілу; бұл жағдайда су қысымын төмендететін (мысалы, ұңғымадан су тарту) шаралар қарастыру немесе негіз топырағына түсетін қатарлас жүкті ұлғайту керек;

- топырақтардың қопсуы, шайылуы, іргетастардың тоттануы және басқа да бұзылулары мүмкін болған жағдайларда сулы қабаттың топырағына тереңдетілу; бұл жағдайда қысым төмендетумен қатар, топырақтардың нығайтылуы да қарастырылу керек.

4.3.1.19 Егер жерасты сулары болжамдалған деңгейде болған кезде негіз топырақтарының физикалық-механикалық қасиеттерінің төмендеуі жағымсыз физикалық-геологиялық құбылыстардың дамуы, жерасты үй-жайлардың қалыпты пайдаланылу жағдайларының бұзылуы және т.с.с. мүмкін болатын болса, онда жобада, сәйкес қорғау шаралары қарастырылуы қажет, соның ішінде:

- жерасты құрылымдарының гидроокшаулануы;
- жерасты сулары деңгейінің көтерілуін шектейтін, сутасымалдағыш коммуникациялардағы су шығындарын болдырмайтын және т.с.с. (дренаж, сүзілуге қарсы бүркеулер, коммуникацияларға арналған арнайы каналдарды орнату және т.б.) шаралар;
- топырақтарда механикалық немесе химиялық суффозиялардың өтуіне кедергі болатын шаралар (шпунттық қоршаулар, топырақтарды нығайту);
- су басу құбылысының дамуын, сутасымалдағыш коммуникациялардан шығынды су ағуын дер кезінде жойылуын қадағалау үшін және т.б. бақылау ұңғымалардың тұрақты желілерін орнату.

Көрсетілген шаралардың кешенінің немесе біреуінің таңдалуы болжамдалған жерасты суларының деңгейі, жобаланып жатқан ғимараттың құрылымдық және технологиялық ерекшеліктері, жауапкершілігі мен пайдалануының есептік уақыты, судан қорғау шараларының құны мен сенімділігі және т.с.с. көрсеткіштердің техникалық-экономикалық талдауы негізінде жүргізілуі керек.

Қажетті жағдайларда, ғимараттың құрылысы және пайдаланылу кезеңдерінде, мүмкін деген су басуын немесе құрғату үрдістерін, су тасымалдағыш коммуникациялардан шығынды су ағуын дер кезінде болдырмау, су тарту мөлшерін азайту немесе тоқтату және

т.с.с келеңсіз жағдайларды бақылау үшін гидрогеологиялық мониторинг ұйымдастырылуға тиісті.

4.3.1.20 Егер, жерасты суларында немесе өнеркәсіптік ағындарда, тереңдетілген құрылымдар материалдарына қатысты, жегілік қасиеттер бар немесе олар, топырақтардың тоттандыру қабілеттерін арттыратын болса, онда [1] талаптарына сәйкес тоттануға қарсы шаралар қарастырылуға тиісті.

4.4 Іргетастардың салу тереңдігі

4.4.1 Іргетастардың салу тереңдігі келесі жайттар ескеріле қабылдануға тиісті:

- жобаланып жатқан ғимараттың құрылымдық ерекшеліктері мен арналуы және оның іргетастарына түсетін жүктемелер мен әсерлер;
- жақын орналасқан ғимараттар іргетастарының салу тереңдігі, сондай-ақ, инженерлік коммуникациялардың жүргізілу тереңдігі;
- құрылыс жүргізілетін ауданның жобаланатын және қазіргі жер бедері;
- құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық жағдайлары (топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттері, қатпарлану сипаты, жылжуы мүмкін қабаттардың бар болуы, желге мүжілу қойындары, карсттық қуыстар және с.с.);
- алаңның гидрогеологиялық жағдайлары және ғимаратты пайдалануы мен құрылысы барысында олардың өзгеру мүмкіндігі;
- топырақтардың мезгілдік тоңдану тереңдігі.

Жоғарыда көрсетілген жағдайлар ескеріле, іргетастар салу тереңдіктер тиімдісінің, әртүрлі нұсқаларды техникалық-экономикалық салыстыру негізінде, таңдалғаны жөн.

4.4.2 Топырақтардың мезгілдік тоңдануының нормативтік тереңдігі, жерасты сулары деңгейі, топырақтардың мезгілдік тоңдану тереңдігінен төмен орналасқан кездегі, қар баспаған, ашық, жазық алаңдағы топырақтардың мезгілдік тоңдануының әр жылдық (кемінде 10 жыл аралығындағы бақылау деректері бойынша) тереңдіктерінің ең жоғары мәндерінің орташасына тең етіліп алынады.

Тоңданудың нақты тереңдігі, бақылаулар нәтижелері бойынша, пайдаланылғанда, ол, [8] сәйкес, топырақтың иленгішітоңданған күйінен қаттытоңданған күйіне ауысуын сипаттайтын температурада анықталуға тиісті екендігін есепке алу қажет.

4.4.3 Топырақтың мезгілдік тоңдануының нормативтік тереңдігі d_{fn} , м, көпжылдық бақылау деректері болмағанда, жылутехникалық есептер негізінде анықталуға тиісті. Тоңдану тереңдігі 2,5 м-ден аспайтын аудандар үшін оның нормативтік шамасын мына формула бойынша анықтауға болады:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4)$$

мұнда M_t – құрылыстық климатология бойынша қабылданатын, берілген аудандағы қыс ішіндегі орташаайлық нөлден төмен температуралардың абсолюттік мәндерінің қосындысына тең өлшемсіз еселік. Егер құрылыс нормаларында нақты құрылыс ауданына немесе орнына қарасты деректер болмаса, онда құрылыс ауданымен ұқсас жағдайларда орналасқан гидрометеорологиялық станциялардың бақылау нәтижелері бойынша алынады;

d_0 –топырақ түріне байланысты қабылданатын шама, м:

саздақтар мен сазбалшықтар үшін – 0,23;

құмдақтар, ұсақ және тозаңды құмдар үшін – 0,28;

майдатасты, ірі және ірілігі орташа құмдар үшін – 0,30;

ірі кесекті топырақтар үшін – 0,34.

d_0 шамасы әртекті топырақтар үшін, тоңдану тереңдігі бойынша орташаланған мән ретінде анықталады.

Тоңдану тереңдігі 2,5 м. асатын аудандардағы, топырақтардың нормативтік тоңдану тереңдігі, сол сияқты, таулы аймақтардағы (онда жергілікті жердің бет-бедері мен инженерлік-геологиялық және климаттық жағдайлары тез өзгереді), жылутехникалық есептелу арқылы анықталуға тиісті.

4.4.4 Топырақтың мезгілдік тоңдануының есептік тереңдігі d_f , м, мына формула бойынша анықталады

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5)$$

мұнда d_{fn} – 4.4.2. және 4.4.3-тармақтары бойынша анықталатын тоңданудың нормативтік тереңдігі;

k_h – жылытылатын ғимараттардың сыртқы іргетастары үшін – 2-кесте бойынша; орташажылдық температурасы нөлден төмен аудандардан басқа, жылытылмайтын ғимараттардың сыртқы және ішкі іргетастары үшін – $k_h=1,1$ етіп алынатын, ғимараттың жылулық күйін ескеретін еселік.

Ескертпелер

1 Орташажылдық температурасы нөлден төмен аудандардағы жылытылмайтын ғимараттарға арналған топырақтың есептік тоңдану тереңдігі сәйкес жылутехникалық есептеулер арқылы анықталуға тиісті.

Тоңданудың есептік тереңдігі, негіздің тұрақты жылуқорғауын пайдаланатын, сондай-ақ, егер жобаланып жатқан ғимараттың жылулық күйі топырақ температурасына әсерін қатты тигізетін (тоңазытқыштар, қазандықтар және т.с.с.) жағдайларда да, жылутехникалық есептеулер арқылы анықталуға тиісті.

2 Жылыту жүйесі жүйелі түрде іске асырылмайтын ғимараттар үшін k_h анықтау барысында ауаның есептік температурасы ретінде тәуліктің жылу берілетін және жылу берілмейтін кезеңдерінің ұзақтығын есепке ала отыра, оның орташа тәуліктік мәнін алады.

2-кесте - Сыртқы іргетастарға жанасатын үй-жайлардағы есептік орташа тәулік ауа температурасы ($^{\circ}\text{C}$) кезіндегі k_h коэффициенті

Ғимарат ерекшеліктері	Сыртқы іргетастарға жанасатын бөлмелердегі есептік орташа тәулік ауа температурасы ($^{\circ}\text{C}$) кезіндегі k_h коэффициенті				
	0	5	10	15	20 <көп
Жертөлесіз ғимараттар, едендері:					
топыраққа орналасқан	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
топырақтағы еден арқалықтарына	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

2-кесте - Сыртқы іргетастарға жанасатын үй-жайлардағы есептік орташа тәулік ауа температурасы ($^{\circ}\text{C}$) кезіндегі k_h коэффициенті (жалғасы)

Ғимарат ерекшеліктері	Сыртқы іргетастарға жанасатын бөлмелердегі есептік орташа тәулік ауа температурасы ($^{\circ}\text{C}$) кезіндегі k_h коэффициенті				
	0	5	10	15	20 <көп
жылытылатын іргетас аражабынына	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
Жертөлесі немесе техникалық жерасты қабаты бар	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Ескертпелер

1 Кестеде келтірілген k_h еселік мәндері қабырғаның ішкі жағынан іргетастың шетіне дейінгі қашықтығы $a_f < 0,5$ м болса, онда іргетасқа жатады; егер $a_f \geq 1,5$ м болса, онда k_h еселіктерінің мәні 0,1-ге, бірақ $k_h = 1$ мәнінен артық болмайды, a_f –тің аралығындағы өлшемдері кезінде k_h еселіктерінің мәндері шамалау арқылы анықталады.

2 Сыртқы іргетастарға жанасып жатқан үй-жайлар қатарына жертөлелер мен жерасты қабаттары, ал егер олар болмаса – бірінші қабат үй-жайлары жатады.

3 Ауа температурасының аралығындағы мәндері кезінде, k_h коэффициентін кестеде көрсетілген жақын кіші мәнге дейін дөңгелектеп алады.

4.4.5 Жылытылатын ғимараттардың іргетастарын салу тереңдігі негіз топырақтарының аяздан ісінуін болдырмайтын шарттары бойынша келесі жайттар ескерілуіне байланысты қабылдануға тиісті:

- сыртқы іргетастар үшін (тегістелу деңгейінен) 3-кесте бойынша;
- ішкі іргетастар үшін – топырақтардың есептік тоңдану тереңдігіне тәуелсіз түрде.

3-кесте – Жерасты сулар деңгейінің орналасу тереңдігіне байланысты іргетастардың салу тереңдігі

Іргетас табанының астындағы топырақтар	Жерасты су деңгейінің орналасу тереңдігіне байланысты іргетастардың салу тереңдігі d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Тауасты, толтырғышы құмды ірі кесекті, майдатасты, ірі және ірілігі орташа құмдар	d_f -ке байланысы жоқ	d_f -ке байланысы жоқ
Ұсақ және тозаңды құмдар	d_f -тен кем емес	Сол сияқты
Аққыштық көрсеткіші $I_L < 0$ болатын құмдақтар	Сол сияқты	“
Аққыштық көрсеткіші $I_L \geq 0$ болатын құмдақтар	“	d_f -тен кем емес
Саздақтар, балшықтар, сондай-ақ топырақтың немесе толтырғыштың аққыштық көрсеткіші $I_L \geq 0,25$ кезінде сазбалшықты толтырғышы бар ірікесекті топырақтар	“	Сол сияқты

**3-кесте – Жерасты сулар деңгейінің орналасу тереңдігіне байланысты
іргетастардың салу тереңдігі (жалғасы)**

Іргетас табанының астындағы топырақтар	Жерасты су деңгейінің орналасу тереңдігіне байланысты іргетастардың салу тереңдігі d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Сондай, $I_L < 0,25$ болғандағы сазбалшықты толтырғышы бар ірі кесекті топырақтар	“	$0,5d_f$ -тен кем емес

Ескертпелер

1 Іргетастардың салу тереңдігі тоңдануының есептік тереңдігіне d_f байланысы жоқ болған жағдайларда, осы кестеде көрсетілген сәйкес келетін топырақтар, тоңдануының нормативтік тереңдігінен d_{fn} кем болмайтын тереңдікке дейін орналасуы қажет.

2 Жерасты сулар деңгейінің күйі 4.4. тт. нұсқауларын ескере отырып алынуы қажет.

Сыртқы іргетастардың салу тереңдігін тоңданудың есептік тереңдігін ескермей қабылдауға болады, егер:

- іргетастар ұсақ құмдарға орнатылып және арнайы зерттеулермен берілген алаңда олардың ісінетін қасиеттері жоқ екендігі анықталса, сондай-ақ, егер арнайы зерттеулермен және есептеулермен негіз топырақтарының деформациялары олардың тоңдану мен еру кездерінде ғимараттың пайдалану жарамдылығын бұзбайтыны анықталған болса;

- топырақтардың тоңдануын болдырмайтын арнайы жылутехникалық шаралар қарастырылған болса.

4.4.6 Суық жертөлелері мен техникалық жерасты қабаттары бар (қыс кезінде температурасы нөлден төмен болатын) жылытылатын ғимараттардың ішкі және сыртқы іргетастарының салу тереңдігін жертөле немесе техникалық жерасты қабат еденінен өлшей отырып 2-кесте бойынша қабылдауға болады.

Суық жертөлесі (техникалық еден асты қоймасы) бар жылытылатын ғимараттардың ішкі іргетастарының салу тереңдігін, топырақтың тоңдануының коэффициенті $k_h = 1$ болған жағдайда (4) формуласы бойынша есептік тереңдігіне байланысты 2-кесте бойынша қабылдайды. Осыған байланысты тоңданудың нормативтік тереңдігін жертөледегі ауаның орташа қыстық температурасын есепке ала отырып, 4.4.3 бойынша есептеу арқылы анықтайды.

Суық жертөлесі (техникалық еден асты қоймасы) бар жылытылатын ғимараттардың сыртқы іргетастарының салу тереңдігін, ішкі іргетастардың салу тереңдігі мен $k_h = 1$ коэффициенті бар топырақтың тоңдануының есептік тереңдігі мәндерінің салыстырғандағы жоғарысына тең етіп қабылдайды.

4.4.7 Жылытылмайтын ғимараттардың ішкі және сыртқы іргетастарының салу тереңдігі 2-кесте бойынша қабылдануға тиісті. Бұл орайда тереңдік, жертөле мен техникалық жерасты қабаты болмаса, тегістелу деңгейінен, ал егер, олар болатын болса, онда жертөленің немесе техникалық жерасты қабатының едендерінен өлшенеді.

4.4.8 Негіздер мен іргетастар жобасында негіз топырақтарының ылғалдануын, сондай-ақ құрылыс барысында олардың тоңдануын болдырмайтын шаралар қарастырылуға тиісті.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

4.4.9 Ғимаратты жобалау барысында жерасты суларының деңгейі 4.4 бөлімшесі бойынша ғимаратты пайдалану кезеңінде, оның болжамдалуын есепке ала отыра қабылданылуы керек және судың деңгейін төмендететін іс-шаралардың әсері де ескерілуге тиісті, егер олар жобада қарастырылған болса.

4.4.10 Ғимараттың немесе оның бір бөлігінің іргетастары бір деңгейде салынылуы қажет. Көрші іргетастарды әр түрлі деңгейлерге орналастыру мүмкіндігі туғанда олардың рауалы айырмашылығы Δh , м, мына шартқа байланысты анықталады

$$\Delta h \leq a(tg \varphi_1 + c_1 / p), \quad (6)$$

мұнда a – іргетастар беттері арасындағы қашықтық;

φ_1, c_1 – сәйкесінше ішкі үйкеліс бұрышының және топырақтың меншікті ілінісуінің есептік шамалары;

p – жоғары орналасқан іргетас табанының астындағы есептік жүктемелерінен туындайтын орташа қысым (негізді көтергіштік қабілеті бойынша есептеуге арналған), кПа.

4.5 Негіздердің деформациялар бойынша есептелуі

4.5.1 Негіздердің, деформациялар бойынша есептеліну мақсаты, іргетастар мен іргетас үстіндегі құрылымдардың абсолюттік немесе салыстырмалы ауытқуларын, ғимаратты қалыпты пайдалануына кепілдік беретіндей және оның төзімділігі (жол берілмейтін шөгулердің, көтерілулердің, жантаюлардың пайда болуының, жобалық деңгейлер өзгеруінің және құрылымдар күйінің, олардың түйісулік өзгерулерінің салдарынан және т.с.с.) төмендемейтіндей, шамалармен шектеу болып қабылданады. Бұл орайда іргетастар мен іргетас үстіндегі құрылымдардың беріктігі мен жарықшақтарға төзімділігі, ғимарат негізімен әсерлесуі кезінде пайда болатын күштерді ескеретін есептеулермен тексерілуге тиісті.

Ескертпе - Бұрынырақ тұрғызылған ғимараттарға өте жақын орналасатын ғимаратты жобалау кезінде, тұрған ғимараттар негіздеріне, жобаланып жатқан ғимараттар жүктемелерінен түсетін қосымша деформацияларды ескеру қажет.

4.5.2 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 (лықсып шөгулер) – 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 катуынан 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) немесе отырулар, топырақтардың өз салмағынан лықсып шөгуі кездердегі жер бетінің елеулі түрдегі тік ауытқуларымен байланысты деформациялар;

шұқырлар - жер бетінің деформациялары жердің үздіксіздігін бұзумен, топырақтың қалыңдығының карстік қуыстарда құлауынан, тау-кен жұмыстарынан немесе топырақтың құлдырауынан туындаған аймақтағы суффозионды топырақтың жер бетіне шығарылуы.

4.5.3 Негіздердің деформациялары пайда болу себебіне қарай екі түрге бөлінеді:

бірінші – негізге берілетін сыртқы жүктемелер тудыратын деформациялар (шөгулер, лықсып шөгулер, көлденең ауытқулар);

екінші – негізге берілетін сыртқы жүктемелерге байланысы жоқ және негіз бетінің көлденең және тік бағыттағы ауытқулары түрінде пайда болатын деформациялар (отырулар, топырақтың өз салмағынан шөгуі, көтерілулер және т.с.с.).

4.5.4 Негізді деформация бойынша есептеу ғимарат пен негіздің біріккен жұмысы ретінде есептелінеді.

Негіздің деформацияларын ғимарат пен негіздің біріккен жұмысын ескермей арқылы анықтауға болады, ол туралы 4.2.1 тармағында айтылып кеткен.

4.5.5 Негіз бен ғимарат, келесі ортақ деформациялармен, сипатталуы мүмкін:

- жеке іргетас негізінің абсолюттік толық шөгуі (көтерілуі) s ;

- имарат негізінің орташа шөгуі \bar{s} ;

- екі іргетас шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі $\frac{\Delta s}{L}$ (L - іргетастар арасындағы ара қашықтық);

- іргетастың (имараттың) жантаюы – i ;

- салыстырмалы иіліс немесе иін $\frac{f}{L}$ (L – имараттың иілген бөлігінің ұзындығы);

- имаратың бүгілген жерінің қисықтығы – ρ ;

- имараттың бұралуының салыстырмалы бұрышы – θ ;

- іргетастың (имараттың) көлденең ауытқуы - u_h .

4.5.6 Негіздің деформациялары бойынша есептелінуі мына шартқа байланысты орындалады

$$S \leq S_u, \quad (7)$$

мұнда S – ғимарат пен негіздің біріккен деформациясы;

S_u – 4.9.1-4.9.4 т.т. нұсқауларына сәйкес тағайындалатын ғимарат пен негіздің біріккен деформацияларының шекті шамасы.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

Ескертпелер

1 Ғимарат пен негіздің біріккен деформациясын s анықтау үшін, 4.1.4 аталған әдістер пайдаланылуы мүмкін.

2 Қажетті жағдайларда, ғимарат құрылымдарының кернеулік-деформациялық күйін ұзақ құбылыстар мен негіздің сығая сығылуының уақыт болжамын ескере отырып бағалау үшін, шөгулерді уақыт бойынша есептеу қажет.

3 Құрылыс барысындағы негіз шөгулерін (мысалы, іргетастарды орналастырмастан бұрын төсемдер салмағынан пайда болатын шөгулерді, құрылыс құрылымдарының түйістерін тұтасқұймалағанға дейінгі шөгулерді), егер олар, ғимаратты пайдалану жарамдылығына әсерін тигізбейтін болса, ескермеуге болады.

4 Негіздердің деформациялар бойынша есептелу кезінде 4.8 т.т.-да көрсетілген шараларды қолдану себебінен негіз деформацияларының есептік мәндері мен шекті шамаларының өзгеру мүмкіндігін де ескеру қажет.

4.5.7 Ғимарат пен негіздің біріккен деформацияларын анықтау үшін қолданылатын негіздің есептік сұлбасы 4.1.6 т. нұсқауларына сәйкес таңдалуы қажет.

Негіз деформацияларының есептелуін, әдетте, негіздің есептік сұлбасын: сығылатын қабаттың H_c қалыңдығын шартты түрде шектеп, сызықты деформацияланатын жартылай кеңістік түрінде қабылдап жүргізген жөн.

Ескертпе - Негіз деформацияларын, ашық қазаншұңқырдағы топыраққа табиғи және техногендік әсерлер нәтижесінде топырақ қасиеттерінің өзгеруін есепке ала отырып анықтау керек.

4.6 Негіз топырағының есептік кедергісін анықтау

4.6.1 Негіз деформацияларын есептеу кезінде іргетас астындағы орташа қысым p төмендегі формула бойынша анықталатын негіз топырағының есептік кедергісінен R , кПа аспауы қажет

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}'' + (M_q - 1) d \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right], \quad (8)$$

мұнда γ_{c1} және γ_{c2} - 4-кесте бойынша алынатын жұмыс шарттарының еселіктері;

k - егер топырақтың беріктік сипаттамалары (φ және c) тікелей сынақтаулармен анықталған болса, онда $k_1=1$, ал егер, олар ұсынылатын Г Қосымшаның кестелерінен алынса, онда $k_1=1,1$ болып қабылданатын еселік;

M_{γ}, M_q, M_c - 5-Кесте бойынша қабылданатын еселік;

$k - b < 10$ м болғанда $k_z=1$, ал $b \geq 10$ м болғанда $k = z_0 / b + 0,2$ (мұнда $z_0=8$ м) болып қабылданатын еселік;

b – іргетас табанының ені, м;

γ_{II} – іргетас табанынан төмен жататын топырақтардың меншікті салмағының орташаланған есептік шамасы (жерасты сулары бар болғанда, судың қалқыту әсері ескеріледі), кН/м³;

γ_{II}' – сондай, бірақ табанынан жоғары жатқан топырақтар үшін;

c_{II} – тікелей іргетас табанының астында жататын топырақтың меншікті ілінісуінің есептік мәні, кПа;

d_1 – төмендегі формула бойынша анықталатын тегістелу деңгейінен өлшенетін жертөлесіз ғимараттар іргетастарының салу тереңдігі немесе жертөле еденінен өлшенетін ішкі немесе сыртқы іргетастардың келтірілінген салу тереңдігі;

d_b – жертөле тереңдігі, яғни тегістелу деңгейінен жертөле еденіне дейінгі қашықтық, м (жертөле тереңдігі 2 м-ден асатын ғимараттар үшін, 2 м тең етіп алынады);

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}', \quad (9)$$

мұнда h_s – жертөле жағындағы іргетас табанынан жоғары жатқан топырақ қабатының қалыңдығы, м;

h_{cf} – жертөле еден құрылымының қалыңдығы, м;

γ_{cf} – жертөле еден құрылымының меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³.

Қалыңдығы h_{II} бетондық немесе шақпақтасты дайындық болғанда d_1 -ді h_{II} -ға арттыруға болады.

Ескертпелер

1 (8) формуланы іргетастардың жоспарлы түрінің кез келген пішіндеріне қолдануға болады. Егер іргетас табанының ауданы A болатын шеңбер немесе дұрыс көпбұрыш пішінді болса, онда $b = \sqrt{A}$ болып алынады.

2 8 формулаға кіретін жертөле еденінің материалы мен топырақтың меншікті салмағының есептік мәндері, олардың нормативтік мәндеріне тең етіп алуға болады.

3 Топырақтың есептік кедергісі, сәйкес келетін негіздеме бар болғанда, егер іргетас құрылымы, оның негізімен бірігіп жұмыс істеу шартын жақсартса, өсірілуі мүмкін.

4 Бұрыштары кесілген іргетас тақталары үшін негіз топырағының есептік кедергісін 15 %-ға өсіруге болады.

5 Егер (8)-формулада $d_1 > d$ (d – тегістелу деңгейінен өлшенетін іргетастың салу тереңдігі) болса, онда $d_1 = d$ және $d_b = 0$ болып алынады.

4.6.2 Борпылдақ құмнан құралған негіздердің есептік кедергісі R , арнайы зерттеулердің негізінде анықталуға тиісті. (8) формуласы бойынша борпылдақ құм үшін табылған R мәні $\gamma_{c1} = 1$ және $\gamma_{c2} = 1$ болған жағдайда (үшеуден кем емес) штамппен сынақтау нәтижелері бойынша нақтылануы керек. Штамп өлшемдері мен түрі жобаланатын іргетастың түрі мен өлшемдеріне жақын, бірақ 0,5 м² кем болмау керек.

4.6.3 R мәнін іргетасты салу тереңдігіне қарай есептейді, ол топырақты сырып-салып (үйіп) тегістеу деңгейінен өлшенеді; соңғы жағдайда, іргетасқа толық жүктеме берілмей тұрып, жобада үйінді орнату керектігі ескерілуге тиісті. Егер көтеру қабілеті бойынша есептелу қанағаттандырылса, іргетас салу тереңдігін жертөленің еденінен 0,5 м асырмай қабылдауға болады.

4-кесте - γ_{c1} , γ_{c2} коэффициенттерінің мәндері

Топырақтар	γ_{c1} коэффициенті	Құрылымдық сұлбалары қатқыл ғимараттар үшін γ_{c2} коэффициентінің мәндері, егер ғимараттың ұзындығы мен биіктігі қатынасы бойынша L/H	
		4 және жоғары	1,5 және кіші
Ірі кесекті, толтырғышы құмды, және тозаңды, ұсақ түрінен басқа құмдар	1,4	1,2	1,4
Ұсақ құмдар	1,3	1,1	1,3
Тозаңды құмдар:			
ылғалды және ылғалдылығы аз	1,25	1,0	1,2
суға қаныққан	1,1	1,0	1,2
Сазбалшықты, сондай-ақ ірі кесекті, топырақтың немесе толтырғыштың аққыштық көрсеткіші $I_L \leq 0,25$ болғандағы	1,25	1,0	1,1
Сондай, егер $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Сондай, егер $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Ескертпелер

1 Құрылымдық сұлбасы қатқыл ғимараттарға, құрылымдары негіз деформациясынан түскен күштерді қабылдауға арнайы бейімделген ғимараттар жатады.

2 Құрылымдық сұлбасы иілгіш үймереттер үшін γ_{c2} коэффициенті бірге тең етіп алынады.

3 L/H -тың арасындағы мәндері кезінде γ_{c2} коэффициенті шамалау арқылы анықталады.

4 Борпылдақ құмдар үшін γ_{c2} және γ_{c2} мәндерін бірге тең етіп қабылдайды.

4.6.4 φ_{II} , c_{II} және γ_{II} есептік мәндері, II шекті күй бойынша есептеу үшін қабылданатын сенімді ықтималдылықтың мәні 0,85 тең жағдайда анықталады. Аталған сипаттамалар іргетас табанынан төмен қалыңдықты топырақ қабаты үшін табылады: $b < 10$ м кезінде $z = b/2$ және $b \geq 10$ м (мұнда $Z_1 = 4$ м). $z = z_1 + 0,1b$. Іргетастардың табынынан төмен орналасқан немесе одан жоғары орналасқан топырақ қалыңдығы бойынша әртекті болса, онда оның сипаттамалар мәндері орташаланып қабылданады.

4.6.5 (8) формуласында жұмыстық жағдайларының γ_{c2} коэффициентін қабылдағанда, құрылымдық сұлбалары қатқыл имараттар мен ғимараттар санына:

- панельді, блокты және кірпішті үймереттер, олардың қабат аралық жабындары, көлденең және бойлық қабырғаларға бүкіл ұзындықтары бойынша немесе ара қашықтықтары жиіленген тек көлденең қабырғаларға орнатылады.

- мұнаралар, сүрлемді корпустар, түтін құбырлары, домналар және тағы басқа, түрлес ғимараттар;

- жатқызылатыны ескерілуге тиісті.

4.6.6 Іргетастардың бастапқы өлшемдері, құрылымдық шешімдерге немесе ұсынылған Б Қосымшасының кестесінен алынған, негіздің есептік кедергісіне R_0 , байланысты қабылданады.

Егер негіз көлденең жатқан (еңістігі 0,1 ден аспайтын), қалыңдығы тұрақты, іргетас табанынан өлшенетін, ең жоғары іргетас енінің екі еселенген мәніне тең тереңдік бойынша, топырақтың сығылуы өзгермейтін, қабаттардан құралған болса, R_0 мәндерін, III

жауапкершілік дәрежесіндегі ғимараттар іргетастарының өлшемдерін біржолата қабылдау үшін қолдануға болады.

5-кесте – M_γ коэффициенттерінің мәндері

Ішкі үйкеліс бұрышы φ_{II} , град.	Еселіктер		
	M_γ	M_q	M_c
1	2	3	4
0	0	1,00	3,14
1	0,01	1,06	3,23
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,18	3,41
4	0,06	1,25	3,51
5	0,08	1,32	3,61
6	0,10	1,39	3,71
7	0,12	1,47	3,82
8	0,14	1,55	3,93
9	0,16	1,64	4,05
10	0,18	1,73	4,17
11	0,21	1,83	4,29
12	0,23	1,94	4,42
13	0,26	2,05	4,55
14	0,29	2,17	4,69
15	0,32	2,30	4,84
16	0,36	2,43	4,99
17	0,39	2,57	5,15
18	0,43	2,73	5,31
19	0,47	2,89	5,48
20	0,51	3,06	5,66
21	0,56	3,24	5,84
22	0,61	3,44	6,04
23	0,69	3,65	6,24
24	0,72	3,87	6,45
25	0,78	4,11	6,67
26	0,84	4,37	6,90
27	0,91	4,64	7,14
28	0,98	4,93	7,40
29	1,06	5,25	7,67
30	1,15	5,59	7,95
31	1,24	5,95	8,24
32	1,34	6,34	8,55
33	1,44	6,76	8,88
34	1,55	7,22	9,22
35	1,68	7,71	9,58
36	1,81	8,24	9,97
37	1,95	8,81	10,37
38	2,11	9,44	10,80

5-кесте – M_γ коэффициенттерінің мәндері (жалғасы)

Ішкі үйкеліс бұрышы φ_{II} , град.	Еселіктер		
	M_γ	M_q	M_c
1	2	3	4
39	2,28	10,11	11,25
40	2,46	10,85	11,73
41	2,66	11,64	12,24
42	2,88	12,51	12,79
43	3,12	13,46	13,37
44	3,38	14,50	13,98
45	3,66	15,64	14,64

4.6.7 Ірі сынықты топырақтардан құралған негіздің есептік кедергісі R (8) формуласы бойынша, топырақтардың беріктік сипаттамаларын тікелей анықтау нәтижелері негізінде, есептеледі.

Егер толтырғыштың мөлшері 40%-дан асатын болса, ірі сынықты топырақтар үшін R мәнін толтырғыш сипаттамалары бойынша анықталуға тиісті.

4.6.8 Негіз топырақтарының есептік кедергісі R , олар тығыздалған немесе топырақтық төсемдер орнатылатын жағдайларда, жобада берілген, тығыздалған топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамаларының есептік мәндері бойынша есептелінеді.

4.6.9 Таспалы іргетастар үшін, типтік құрамалы темірбетонды тақталардың ені есеп бойынша алынған енімен сәйкес келген жағдайда бұрышты ойықтары бар тақталарды пайдалануға болады.

4.6.10 Таспалы іргетастар, тақталары үзік түрде орнатылып (үзік-үзік етіп қаланған іргетастар) жобалануы мүмкін.

Үзікті іргетастар үшін, негіз топырақтарының есептік кедергісі R , таспалы іргетастары үшін (4.6.1-4.6.4) қабылданатын мәндерін, 6-Кесте бойынша k_d , коэффициентіне көбейту арқылы анықталады.

4.6.11 Негіздің жоғарылатылған есептік кедергісін үзікті іргетастар үшін келесі жағдайларда қабылдауға болмайды:

- деформацияланған ауданда топырақтың беткі тығыздалуы қарастырылмаған, шөккіштік бойынша I типтік топырақтық жағдайларда;

- сейсмикалық жағдай 7 балл немесе одан да көп болса.

4.6.12. Үзікті іргетастарды орнатқанда келесі жағдайлардан басқа жағдайларда, бұрыштық ойығы бар тақталарды пайдалануға болады:

- іргетастардың табанында борпылдық құмдар жатса;

- ауданның сейсмикалық жағдайы 7 балл және одан да көп болса (үзіксіз таспа түрінде қаланған, бұрыштық ойықтары бар тақталар қолданылуы мүмкін);

- ғимарат төңірегіндегі топырақтар әркелкі қабатталған болса;

- іргетастардың табанынан төмен аққыштық көрсеткіші $I_L > 0,5$ сазбалшықты топырақтар жатса.

4.6.13 Типтік құрамалы темірбетонды тақтаның ені, есеп бойынша алынған іргетастың енімен сәйкес келген жағдайда, тік бұрышты пішіндегі және бұрыштық ойықтары бар тақталар үзіксіз таспа түрінде қабылданады. Осы жағдайда (8) формуласы

бойынша есептелген негіздің есептік кедергісі R , 4.6.17. ұсыныстарына сәйкес жоғарылатылуы мүмкін.

Есептеу бойынша алынған іргетас ені, типтік құрамалы темірбетонды тақтаның енімен сәйкес келмеген жағдайда, үзікті іргетастарды жобалайды. (8) формуласы бойынша есептелген негіздің есептік кедергісін арттыру арқылы жобаланған үзікті іргетастар үшін арттыру коэффициенті 6-Кестеде көрсетілген, ал тік бұрышты тақталар үшін 7-Кестеде көрсетілген k'_d еселіктерден аспау керек.

4.6.14 Қатқылдығы өзгертін аралық төсемдері бар іргетастар үшін, бетон бөлігінің астындағы топырақтың есептік кедергісі (8) формуласы бойынша анықталады. Осыған байланысты, іргетастың бетон бөлігінің астындағы топырақтың есептік кедергісі $2 R$ кем қабылданбауға тиісті.

4.6.15 Бұрыштық ойығы бар таспалы және үзікті іргетастар шөгулерінің есептелуі, іргетастың, тақталар мен бұрыштық ойықтар арасындағы аралықтарды қосқандағы, жалпы ауданына жатқызылған орташа қысым бойынша тұтас таспалы іргетастың есептелуі сияқты, жүргізіледі.

4.6.16 Тұрған ғимараттардың негіздеріне түсетін жүктемелер өскен кезде (айталық, қайта құру кезінде) негіз топырағының есептік кедергісі, оның физикалық-механикалық қасиеттері туралы деректерге сәйкес, ғимарат іргетастары мен іргетастар үстіндегі құрылымдардың түрі мен жағдайы ескеріліп қабылдануға тиісті.

4.6.17 (8) формуласы бойынша есептелінген негіз топырағының есептік кедергісі R , іргетастың есептік S және шекті S_u шөгулерінің қатынасына байланысты арттырылуы мүмкін. (қысым p , R тең жағдайда) (4.9.1-4.9.4).

жоғарылатылған есептік кедергінің R_{II} келесі мәндерін қабылдау болады:

- а) $s \leq 0,4s_u, R_{II} = 1,2R$;
- б) $s \geq 0,7s_u, R_{II} = R$;
- в) $0,7s_u > s > 0,4s_u$ кезінде, R_{II} шамалау арқылы анықталады.

Сәйкес негіздеме болса, $s \leq 0,4s_u$ сай $R_{II} = 1,3R$ қабылдауға болады. Қысымның көрсетілген өсірілуі негіздің шекті деформациялануының 80%-нан астам деформация болдырмауы қажет және 4.6 т. талаптарына сай, негіздің көтергіштік қабілеті бойынша есептелуіндегі қысым мәнінен аспауға тиісті.

6-кесте – Топырақтар үшін k коэффициентінің мәні

Іргетас тақталарының түрлері	Топырақтар үшін k коэффициентінің мәндері		
	кұмдар (борпылдақ түрінен басқа) егер кеуектілік коэффициенті e		
	$e \leq 0,5$	$e = 0,6$	$e \geq 0,7$
	Сазбалшықты топырақтар, егер аққыштық көрсеткіштері I_L		
	$I_L \leq 0$	$I_L = 0,25$	$I_L \geq 0,5$
Тікбұрышты	1,3	1,15	1,0
Бұрыштық ойықтары бар	1,3	1,15	1,15

Ескертпе - 1 I_L мен e -нің арасындағы мәндері болғанда k_d коэффициенті шамалау арқылы алынады.

7-кесте – k'_d коэффициентінің мәні

Таспа пішінді іргетастың есептік ені b , м	Үзілмелі іргетастың ені b_b , м	k'_d
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2	1,18
1,8	2	1,17
1,9	2	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,1
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,15
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,13
3	3,2	1,11
3,1	3,2	1,09

4.6.18 Негіздің сығылатын қабатында, іргетас табанынан z тереңдігінде, жоғары жатқан қабат топырағының беріктігімен салыстырғанда, төмен беріктікті топырақ қабаты табылған жағдайда, іргетас өлшемдерін төмендегі шартты қанағаттандыратындай етіп тағайындау қажет

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10)$$

мұнда σ_{zp}, σ_{zy} және σ_{zg} - іргетас табанынан z тереңдігіндегі жатқан топырақтағы тік кернеулер (4.7.1 қараңыз), кПа;

R_z - ені b_z болатын шартты іргетасқа арналған, (8)-формула бойынша есептелінген, z тереңдігінде жатқан беріктігі төмендеу топырақтың есептік кедергісі:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (11)$$

мұнда $A_z = N / \sigma_{zp}; a = (l - b / 2)$,

N - – іргетастан негізге түсетін тік жүктеме;

l және b - іргетастың ұзындығы мен ені.

4.6.19 Ортадан тыс жүктелген іргетас табанының шетіндегі топыраққа түсірілген қысым (негіздердің деформациялар бойынша есептелуіндегі жүктемелерден пайда болатын қысымдардың, іргетас табаны бойынша, сызықты түрде таралады деп қабылданған жағдайда есептелінген) іргетастың топыраққа тереңдетілуі мен іргетас үстіндегі құрылымдардың қатқылдығы ескеріле анықталуға тиісті. Іргетастың әрбір жазықтығы бойынша аударатын күштер әсер еткендегі шеттік қысым $1,2R$ -ден және бұрыштық нүктелерде $1,5R$ -ден (мұнда R – 4.6.1-4.6.18 т. бойынша анықталатын негіз топырағының есептік кедергісі) артық болмауы қажет.

4.6.20 Ортадан тыс жүктелген іргетастарды есептеу кезінде, қысымдар эпюралары трапеция пішіндес және үшбұрышты, сонымен қатар, ортадан тыс түсу e мәні $l/6$ асқандағы іргетас табанының шеті топырақтан ажыратылғанын білдіретін, ұзындығы қысқартылған түрлерінде болады.

75 т және одан көп жүк көтергіш крандармен жабдықталған ғимараттардың, сондай-ақ, 15 т және одан көп жүк көтергіш краны бар ашық крандық эстакадалардың бағандарының іргетастары үшін және мұнаралы үлгідегі ғимараттар үшін, сондай-ақ ғимараттардың барлық түрлері үшін, негіз топырақтарының есептік кедергілері $R < 150$ кПа болған кезде, іргетастар өлшемдерін, қысымдардың эпюрасы шекті қысымдардың $p_{\min} / p_{\max} \geq 0,25$ қатынасымен, трапеция пішіндес болатындай етіп қабылдау керек.

Аспалы көлік құрылғылары бар, крансыз үймереттердің іргетастары үшін, нөлдік ординатамен, іргетас табанының $l/4$ аспайтын, мәні $l/4$ аспайтын ортадан тыс түсуге e сәйкес ұзындықтағы ара қашықтықта, қысымның эпюрасы үшбұрышты болуы мүмкін.

Рауалы ортадан тыс түсуді шектейтін талаптар, жүктемелердің кез келген негізгі біріктірулерінде ескерілуге тиісті.

Қалған жағдайларда көпір крандары бар ғимарат іргетастары үшін, теңәсерлі жүктеменің салыстырмалы ортадан тыс түсуі $e = l/6$ тең үшбұрышты эпюра қабылдауға болады.

Ескертпе - Едәуір аударушы күштер туғызатын жүктемелер кезінде, шеттік қысымды азайту үшін қарнақтары бар іргетастарды қолдануға болады.

4.6.21 p , кПа шеттік қысымды мына формула бойынша анықтайды:

Салыстырмалы ортадан тыс түсу $e/l \leq l/6$

$$p = N / A + \gamma_m d \pm M / W ; \quad (12)$$

Салыстырмалы ортадан тыс түсу $e/l \leq l/6$

$$p = 2(N + \gamma_m d l b) / (3b C_0), \quad (13)$$

мұнда N - негізге әсер ететін, іргетас пен оның жетелеріндегі топырақтың салмағынан басқа, негізді деформациялар бойынша есептеуге арналған, тік жүктемелердің қосындысы, кН;

A - іргетас табанының ауданы, м²;

γ_m - іргетас табанының үстінде орналасқан топырақ пен еденнің және іргетастың меншікті салмақтарының орташа мәні, 20 кН/м³ тең етіп қабылданады;

d - іргетастың салу тереңдігі, м;

M - іргетастың топыраққа тереңдетілуі мен жоғарғы құрылымдардың қайта тарату әсері ескеріле табылған, оның табанындағы барлық жүктемелердің тең әсері тудыратын аударушы күш, кН·м;

W - іргетастың табан ауданының кедергі дәрежесі, м³;

C_0 - теңасер өтетін нүктеден, іргетас шетіне дейінгі ара қашықтық, м:

$$C_0 = l / 2 - M / (N + \gamma_{mt} dlb); \quad (14)$$

e - іргетас табанындағы жүктеменің ортадан тыс түсуі, м:

$$e = M / (N + \gamma_{mt} dlb). \quad (15)$$

4.6.22 Тікбұрышты іргетастың x және y бағыттауыштарына қатар екі бағыттарда әсер ететін M_x және M_y аударушы күштер болған жағдайда, бұрыштық нүктедегі ең үлкен қысым p_{\max} , кПа келесі формула бойынша анықталады:

$$p_{\max} = N / A + \gamma_{mt} d + M_x / W_x + M_y / W_y, \quad (16)$$

мұнда N, A, γ_{mt}, W - (9) формуладағыдай.

4.6.23 Егер, қарқындылығы q тұтас біркелкі таралған салмақ еденге түсетін болса, табандағы шеткі және орташа қысым мәндерін q шамасына ұлғайту керек.

Өнеркәсіптік үймереттер еденіне 20 кПа-ға тең, q жүктемесінің қабылданылуы мүмкін, егер технологиялық жобалау тапсырмасында осы жүктеменің бұдан артық мәні қарастырылмаған болса.

4.7 Негіздің шөгуін анықтау

4.7.1 Есептік сұлбаны сызықты деформацияланатын жартылай кеңістік ретінде қабылдай отырып, негіздің шөгуін s қабаттап жинақтау әдісімен келесі формула бойынша анықтауға болады

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{\theta,i}}, \quad (17)$$

мұнда β – 0,8-ге тең, өлшемсіз еселік;

$\sigma_{zp,i}$ – іргетас табанының ортасынан өтетін, сыртқы жүктемелерден i -қабатында пайда болатын тік кернеулердің орташа мәні (әрі қарай-тік кернеулер);

h_i - іргетас енінің 0,4 аспауға тиісті етіп қабылданатын, топырақтың i -ші қабатының қалыңдығы;

E_i – топырақтың i -ші қабатының, алғашқы жүктеу сынағы бойынша қабылданатын, деформация модулі;

n – негіздің сығылатын қалыңдығы бөлінген қабаттар саны.

4.7.2 Сыртқы жүктемелер тудыратын тік кернеулер: $\sigma_{zp} = \sigma_z - \sigma_{zu}$ іргетастың өлшемдеріне, түріне және салу тереңдігіне, сондай-ақ, негіз топырағының қасиеттеріне байланысты өзгереді. Тікбұрышты, дөңгелек және таспалы іргетастардың табан ортасынан, z тереңдігінде өтетін σ_{zp} , кПа мәндері, келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (18)$$

мұнда $\alpha - 2z/b$ -тең, салыстырмалы тереңдікке ζ байланысты, 8-кесте бойынша, қабылданатын еселік.

p - іргетас табанының астындағы орташа қысым, кПа.

4.7.3 Топырақтың, іргетас табанының деңгейіндегі, өз салмағының тік кернеуі $\sigma_{zy} = \sigma_{zg} - \sigma_{zu}$, кПа, тікбұрышты, дөңгелек және таспалы іргетастардың табанынан z тереңдігінде, келесі формуламен анықталады

$$\sigma_{zy} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (19)$$

мұнда α - (18) формуласындағы сияқты;

$\sigma_{zg,0}$ - іргетас табанындағы топырақтың өз салмағының тік кернеуі, кПа ($\sigma_{zg,0} = \gamma' d$ топырақты сырып тегістегенде, $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$ тегістеу болмағанда немесе топырақты салып тегістегенде, мұнда γ' - табаннан жоғары орналасқан топырақтың меншікті салмағы, кН/м³;

4.7.4 Тереңдігі 5 м аспайтын қазаншұңқырларда орнатылатын іргетастардың шөгуін есептегенде, (17) формуласындағы екінші қосындыны ескермеуге болады.

4.7.5 Егер, іргетас табанындағы орташа қысым $p \leq \sigma_{zp,0}$ болса, онда іргетас шөгуі мына формуламен анықталады:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} h_i}{E_{\theta,i}}, \quad (20)$$

мұнда $\beta, \sigma_{zp,i}, h_i, E_{\theta,i}$ және n - (17) формуласындағыдай.

4.7.6 Тікбұрышты іргетас табанының бұрыштық нүктесінен өтетін, z тереңдіктегі, сыртқы жүктемелердің тік кернеуі $\sigma_{zp,c}$ кПа, келесі формула бойынша анықталады:

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p / 4, \quad (21)$$

мұнда $\alpha - \zeta = z/b$ мәндеріне байланысты, 8-кесте бойынша қабылданатын еселік;

p - (15) формуласындағы сияқты.

Еркін А нүктесі арқылы (табаны бойынша қысым p —ға тең, қарастырылатын іргетастың ауданы бойынша немесе оның сыртынан), іргетас табанынан z тереңдігінде

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

өтетін, тік кернеулер $\sigma_{zp,u}$, төрт жалған іргетастардың бұрыштық нүктелеріндегі кернеулердің $\sigma_{zp,cj}$ алгебралық қосындысы түрінде, мына формуламен анықталады

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj} \cdot \quad (22)$$

8-кесте – Іргетастар түрлеріне байланысты α коэффициентінің мәндері

ζ	Іргетастар түрлеріне байланысты α коэффициенті							
	дөңгелек	төртбұрышты, қабырғаларының қатынасы $\eta = l/b$ тең болса						таспалы ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Ескертпелер

1 Кестедегі: b – іргетастың ені немесе диаметрі, l – іргетастың ұзындығы.

2 Табанының ауданы A болатын және дұрыс көпбұрыш пішінді болатын іргетастар үшін α мәндері, радиусы $r = \sqrt{A/\pi}$ болатын дөңгелек іргетастарға арналғандай болып алынады

3 ζ және α аралығындағы мәндері үшін, α коэффициенті шамалау арқылы анықталады.

4.7.7 Есептелінетін іргетастың ортасы арқылы өтетін, іргетас табанынан z тереңдігіндегі, көрші іргетастардың немесе іргелес аудандарға түсе тін жүктемелердің әсерлерін ескергендегі, тік кернеулер $\sigma_{zp,nf}$ мына формула бойынша анықталады

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}, \quad (23)$$

мұнда σ_{zp} - (15) формуласындағыдай, кПа;

$\sigma_{zp,ai}$ - көрші іргетастардан немесе жүктемелерден таралатын тік кернеулер;

k - әсер ететін іргетастар немесе жүктемелер саны.

4.7.8 Жер бетіне тұтас біркелкі үлестірілген қарқындылығы q , кПа жүктеме түскенде (мысалы, тегістеуші үйінді салмағынан) (23) формуласындағы $\sigma_{zp,nf}$ мәні, кез келген z тереңдігі үшін, мына формуламен анықталады $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$.

4.7.9 Іргетас табанынан z тереңдікте орналасқан, топырақ қабатының астындағы, өз салмағының тік кернеуі σ_{zg} , кПа, келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (24)$$

мұнда γ' – іргетас табанынан жоғары орналасқан топырақтың меншікті салмағы, кН/м³;

γ_i және h_i - сәйкесінше, топырақтың меншікті салмағы, кН/м³ және i -ші топырақ қабатының қалыңдығы, м.

Жерасты сулары деңгейінен төмен, бірақ су ұстағыштан жоғары жатқан топырақтардың меншікті салмағы, судың қалқыту әсері ескеріле, қабылдануға тиісті.

Су ұстағыш қабаттағы және одан төмен σ_{zg} -ні анықтағанда, қарастырылып жатқан тереңдіктен жоғары орналасқан су бағанасының қысымын ескеру керек.

4.7.10 Негіздің сығылу қалыңдығының төменгі шегі, келесі шарт $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$ орындалатын $z = H_c$ тереңдікте қабылданады:

а) $k=0,2$; $b \leq 5$ м болғанда;

б) $k=0,5$; $b > 20$ м болғанда;

в) $5 < b \leq 20$ м болғанда k шамалау арқылы анықталады (σ_{zp} және σ_{zg} (18) және (24)

формулаларымен анықталады). Және де сығылу қалыңдығының тереңдігі: $b \leq 10$ м жағдайда $b/2$ және $b > 10$ м жағдайда $(4+0,1b)$ кем болмауға тиісті.

Жоғарыда көрсетілген шарттар бойынша анықталған қалыңдықта H_c , деформация модулі $E > 100$ МПа топырақ қабаты жатқанда, сығылу қалыңдығын, осы қабаттың төбесіне дейін қабылдауға болады.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

Егер, жоғарыда көрсетілген шарттар бойынша табылған сығылу қалыңдығының төменгі шегі, деформация модулі $E < 5$ МПа қабатта болса немесе осындай қабат $z = H_c$ тереңдіктен төмен жатса, онда бұл қабат сығылытын қалыңдыққа еңгізіледі, ал, H_c -ға тең етіліп, қабат табанына немесе $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ шарт орындалатын тереңдікке сай келетін мәндердің ең төмені, қабылдануға тиісті.

Тақталы іргетастың түрлі нүктелеріндегі шөгулерді есептегенде, бүкіл іргетас жоспары бойынша, сығылу қалыңдықтың (тек оның құрамында деформация модулі $E > 100$ МПа топырақ болмауға тиісті) тереңдігін тұрақты етіп қабылдауға болады.

4.7.11 Жаңа нысандардың құрылысы құрылыстандырылған аймақтарда жүргізілсе, бұрыннан тұрған ғимараттардың негіздеріндегі жаңадан тұрғызылған ғимараттар әсерінен пайда болатын қосымша деформацияларды қазаншұңқырдағы топырақтың қазылып шығарылуына жаңадан тұрғызылатын ғимараттан таралатын тік жүктемелерге және басқа себептерге байланысты анықтау керек әдетте, сандық әдістерін пайдаланып. Жаңадан тұрғызылған ғимараттардың тік жүктемелері әсерінен пайда болатын қосымша деформацияларды есептегенде, сызықты деформацияланатын жартылай кеңістік түріндегі сұлбаны пайдалануға болады.

Есептеу әдісі таңдалғанда бұрыннан бар ғимараттың жауапкершілік деңгейі жаңадан салынатын және бұрыннан бар ғимараттардың құрылымдық ерекшеліктері, іргетастарының түрлері, қазаншұңқырдың тереңдігі, сонымен қатар, құрылыс әдістері ескерілуге тиісті.

4.8 Іргетастың жантаюын анықтау

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

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

4.8.2 Орталықтан тыс жүктеме түскендегі іргетастың жантаюы i келесі формула бойынша анықталады:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{N_e}{(a/2)^3}, \quad (25)$$

мұнда k_e – 9-кесте бойынша қабылданатын еселік;

E және ν – сәйкесінше, негіз топырағының деформация модулі және Пуассон еселігі (ν мәні арнайы 10-кесте бойынша қабылданады); әртекті негіз жағдайында E және ν сығылу қалыңдығы бойынша орташаланып қабылданады.

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

e – орталықтан тыс түсу мәні;

a – аударушы күштер бағытындағы дөңгелек іргетастың радиусы немесе тікбұрыштының жағы; табаны A ауданды дұрыс көпбұрыш түріндегі іргетас үшін $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

4.8.3 Негіз топырақтарының деформация модулінің және Пуассон коэффициентінің орташа (сығылатын қалыңдық H_c бойынша) мәндері мына формулалар бойынша анықталады:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum_{i=1}^n (A_i / E_i); \quad (26)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H_c, \quad (27)$$

мұнда A_i – топырақтың i -қабатындағы іргетас табанының астындағы бірлік қысымның тік кернеулер эпюраларының ауданы; ($A_i = \sigma_{zp,i} h_i$, (4.7.1 т. қараңыз) деп алуға болады;

E_i, ν_i, h_i – сәйкесінше деформация модулі, Пуассон коэффициенті және топырақтың i -қабатының қалыңдығы;

H_c – 4.7.10-тармақ бойынша анықталатын сығылу қалыңдығы;

n – сығылу қалыңдығына H_c еніп, E және ν мәндері бойынша ерекшеленетін қабаттар саны.

9-кесте – k_e коэффициентінің мәндері

Іргетастың пішіні мен аударушы күш әсерінің бағыты	$\eta = l/b$ болғандағы k_e коэффициенті						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Төртбұрышты, аударушы күш үлкендеу жағы бойынша әсер еткенде	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Төртбұрышты, аударушы күш кішірек жағы бойынша әсер еткенде	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07
Дөңгелек	0,75						

Ескертпе - Негіздің әрқелкі сығылуының әсерінен іргетастың жантаюын сандық әдістері арқылы анықтаған жөн (мысалы, МКЭ).

10-кесте – Көлденең деформация коэффициентінің мәні ν

Топырақтар	Көлденең деформация коэффициентінің мәні ν
Ірі кесекті топырақтар	0,27
Құмдар мен құмайттар	0,30-0,35
Саздақтар	0,35-0,37
Сазбалшықтар, аққыштық көрсеткіштері I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20-0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38-0,45
Ескертпе - ν кіші мәндерін топырақтың үлкендеу тығыздығына қарай қабылдайды.	

4.9 Негіздердің шекті деформациялары

4.9.1 Негіз бен ғимаратқа ортақ деформацияларының $s_{u,c}$ және $s_{u,f}$ шекті мәндері келесі талаптардың орындалу қажеттілігіне байланысты анықталады:

а) ғимарат деформацияларына қойылатын технологиялық немесе сәулеттік талаптар (бүкіл ғимараттың, оның жеке бөліктерінің және жабдықтардың жобалық деңгейі мен орналасуының өзгерілуін, сонымен қоса лифтердің, крандық жабдықтардың, элеваторлардың көтергіш құрылғыларын және сол сияқтылардың қалыпты жұмысына қойылатын талаптар) - $s_{u,c}$

б) ғимараттың жалпы орнықтылығын қосқандағы құрылымдардың беріктігіне, орнықтылығына және жарықшаққа қарсы төзімділігіне қойылатын талаптар - $s_{u,f}$;

4.9.2 Технологиялық немесе сәулеттік талаптар бойынша негізбен ғимараттың біріккен деформацияларының шекті мәндері $s_{u,s}$ ғимараттар мен үймереттерді жобалау нормаларына, жабдықтарды техникалық пайдалану ережелеріне немесе қажетті жағдайларда жабдықтарды пайдалану барысында оларды түзетуін ескергендегі жобалау тапсырмасына сәйкес анықталуға тиісті.

$s \leq s_{u,s}$ шартының сақталуын тексеру, ғимарат құрылымдарының беріктігі, орнықтылығы мен жарықшаққа төзімділігі бойынша есептелуінен кейін, ғимараттың негізімен өзара әсерлесу есептерінің құрамында типтік және жеке жобаларды жасау кезінде орындалады.

4.9.3 Құрылымдардың беріктік, орнықтылық және жарықшаққа төзімділік шарты бойынша негіз бен ғимараттың біріккен деформацияларының шекті мәндері $s_{u,f}$ ғимараттың негізімен өзара әсерлесуінің есептелуі негізінде, жобалау барысында анықталуға тиісті.

$s_{u,f}$ мәнін, аса қатқыл және берік ғимараттар (мысалы, мұнара тәрізді ғимараттар, домналар), сондай-ақ негіздердің әрқелкі шөгуінен құрылымдарда күштер пайда болмайтын ғимараттар (мысалы, әр түрлі топсалы жүйелер) үшін, анықтамауға болады.

$s_{u,c}$ және $s_{u,f}$ мәндері негізінде ғимараттардың типтік жобаларын әзірлеу барысында, әдетте негіздердің, жергілікті топырақтық жағдайларына байланыстыра, деформациялар бойынша есептелуін жеңілдету үшін, осы жобалардың қолданылуының шарттарын белгілеу қажет:

а) ғимарат жоспары бойынша деформация модулінің \bar{E} немесе негіз шөгуінің \bar{s} орташа мәндерінің түрлі шамаларына сай келетін, негіз топырақтары сығылғыштығының өзгеру дәрежесінің шекті мәндері α_E ;

б) ғимараттың нөлдік қатқылдығына сәйкес келетін, негіз деформацияларының шекті әрқелкілігі Δs_u^0 ;

в) қасиеттерінің қарапайым сипаттамалары, сонымен қатар, қатпарлану сипаты көрсетілген, негіздердің деформациялар бойынша есептелуін қажет етпейтін топырақтар тізімі.

Ескертпелер

1 Негіз топырақтары сығылғыштығының өзгеру дәрежесі α_E , ғимарат жоспарына қарасты, негіз топырақтарының деформация модулінің тереңдік бойынша келтірілген ең үлкен мәнінің ең кіші мәніне деген қатынасы арқылы анықталады.

2 Ғимарат жоспарына қарасты, негіз топырақтарының деформация модулінің орташа мәні \bar{E} , топырақтар сығылғыштығының тереңдік және ғимарат жоспары бойынша өзгеруін ескере отырып, орташа салмақталған шама түрінде анықталады.

4.9.4 Негіздің деформацияларының шекті мәндерін, В қосымшасына сәйкес қабылдауға болады, егер ғимарат құрылымдары, негізбен өзара бірлескен әрекет кезінде пайда болатын күштерге есептелінбеген болса және $s_{u,c}$ мәндері жобалау тапсырмасында белгіленбесе (4.9.1, 4.9.2 қараңыз).

4.9.5 Есептік шөгуі 8 см асатын ғимараттар жобаларында, әдетте, ғимараттың тиісті құрылыстық көтерілуі, сонымен қатар, инженерлік коммуникациялардың енгізу және шығарылуының жобалық еңістіктерінің өзгертілуін болдырмайтын және ғимарат қабырғаларымен қиылысатын жерлерде коммуникациялардың сақталуын қамтамасыз ететін шаралар қарастырған жөн.

4.9.6 Негіз деформацияларының есептелінуі міндетті емес, егер жобаланатын ғимарат іргетастарының астындағы орташа қысым, негіз топырағының есептік кедергісінен аспайтын (4.6.1-4.6.18 қараңыз) және келесі шарттардың бірі орындалатын болса:

- а) негіз сығылғыштығының өзгеру дәрежесі шекті мәнінен аспаса (4.9.3 бойынша, а);
- б) құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық жағдайлары типтік жобаны қолдану жағдайына сай келеді (4.9.3 бойынша, в);
- в) 11-кестеде, ғимараттар құрылыс алаңдарының топырақтық жағдайлары көрсетілген нұсқалардың біріне жатады.

11-кесте – Топырақтық жағдайлардың нұсқалары

Ғимараттар	Топырақтық жағдайлардың нұсқалары
1. Өндірістік ғимараттар Көтеруші құрылымдары бар бір қабатты, әрқелкі шөгулерді аз сезетін (мысалы, жеке іргетастардағы болатты немесе темірбетонды қаңқалардың фермалары мен беларқалары еркін орнатылса) және жүккөтергіштігі 50 т және одан дейінгі болатын көпірлі краны бар Бағандар торы 6х9 м-ден артық болмайтын қабат саны 6 және оған дейінгі көп қабатты	1. Толтырғыш үлесі 40 %-дан төмен болатын ірі кесекті топырақтар 2. Тығыз және тығыздығы орташа, тозанды түрінен басқа, кез-келген іріліктегі құмдар 3. Тек ғана тығыз болатын кез-келген іріліктегі құмдар 4. Кеуектілік коэффициенті $e \leq 0,65$ болатын тек ғана орташа тығыздықты кез-келген іріліктегі құмдар
2. Тұрғын және қоғамдық ғимараттар Толық қаңқалы, биіктігі біркелкі және көтеруші қабырғалары кірпіштен, панельден немесе ірі блоктардан тұратын жоспардағы пішіні тікбұрышты: а) биіктігі 9 қабат және оған дейінгі созылған көпсекциялы; б) биіктігі 14 қабат және оған дейінгі мұнара типті блокталмаған	5. $e \leq 0,65$ болатын құмдақтар, $e \leq 0,85$ болатын саздақтар және $e \leq 0,95$ болатын сазбалшықтар, егер алаңдағы осы топырақтардың кеуектілік еселіктің өзгеру ені 0,2-ден аспайтын болса 6. Тозандыдан басқа, жату ретінің маңызы жоқ, $e < 0,5$ және $I_L < 0,5$ сазбалшықты топырақтармен араласа жатқан, $e \leq 0,7$ құмдар

11-кесте – Топырақтық жағдайлардың нұсқалары (жалғасы)

Ескертпелер

1 Кестені көтеруші құрылымдар астындағы жеке іргетастардың ауданы екі еседен көп айырмашылық бермейтін ғимараттар үшін, сондай-ақ құрылымдары мен жүктемелері тура сондай, бірақ арналуы басқаша ғимараттар үшін қолдануға болады.

2 Кестенің еденіне түсетін жүктемелері 20 кПа-дан артық болатын өндірістік ғимараттарға қатысы жоқ

4.10 Негіздердің көтеру қабілеті бойынша есептелуі

4.10.1 Негіздің көтеру қабілеті бойынша есептелуінің мақсаты, оның беріктігі мен орнықтылығын қамтамасыз ету, сондай-ақ іргетастың табаны бойынша жылжып және аударылып кетуін болдырмау. Есептелуде қабылданатын негіздің қирау сұлбасы (оның шектік күйіне жеткендегі) осы әсерлер мен іргетас немесе ғимарат құрылымы үшін статикалық және кинематикалық тұрғыда мүмкін болуға тиісті.

4.10.2 Негіздің көтеру қабілеті бойынша есептелінуі төмендегі шартқа байланысты орындалады

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (28)$$

мұнда F - негізге түсетін есептік жүктеме, кН, 4.2 тармағы бойынша анықталынады;

F_u - негіздің шекті кедергісінің күші, кН;

γ_c - жұмыс жағдайларының коэффициенті:

тозандыдан басқа құмдар үшін	1,0
тозанды құмдар, сондай-ақ тұрақты күйде жатқан	0,9
сазбалшықты топырақтар үшін	
тұрақсыз күйде жатқан сазбалшықты топырақтар үшін	0,85
таутасты топырақтар үшін:	
мүжілмеген және аз мүжілген	1,0
мүжілген	0,9
қатты мүжілген	0,8

γ_n - жауапкершілігі I, II және III деңгейдегі ғимараттар мен үймереттер үшін тиісінше 1,2; 1,15 және 1,10-ге тең етіп қабылданатын ғимараттардың арналуына байланысты сенімділік коэффициенті.

Ескертпе - Өртеккі топырақтар жағдайында орташаланған γ_c мәні, іргетас астындағы $b_I + 0,1 b$ (бірақ кемінде $0,5 b$) қалыңдық бойынша қабылданады, мұнда b - орнықтылық жоғалтылатын бағыттағы іргетас жағының ені, м, ал $b_I = 4$ м.

4.10.3 Таутасты топырақтардан тұратын негіздің шекті кедергісінің тік құрамдасы N_u , кН (тс) іргетастың салу тереңдігі ескерілмей, келесі формула бойынша есептелінеді

$$N_u = R_c \cdot b' \cdot l', \quad (29)$$

мұнда R_c - тауасты топырақтың беріктік шегінің есептік мәні, кПа;

b' және l' - төмендегі формула бойынша есептелінетін тиісінше іргетастың келтірілген ені мен ұзындығы:

$$\begin{aligned} b' &= b - 2e_b \\ l' &= l - 2e_l \end{aligned} \quad (30)$$

мұнда e_b және e_l – іргетастың сәйкесінше, көлденең және бойлық бағыттарындағы жүктемелер теңәсерінің ортадан тыс түсулері, м.

4.10.4 Тұрақты күйдегі шөгінді топырақтардан құралған негіздің шектік кедергісінің күші, негіздің шектік күйіне сәйкес келетін сырғудың барлық беттеріндегі тік σ және жанамалық τ кернеулердің өзара қатынасы келесі тәуелділік бойынша анықталады

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (31)$$

мұнда φ_1 және c_1 – топырақтың тиісінше ішкі үйкеліс бұрышының және меншікті ілінісуінің есептік мәндері (бөлім 4.3).

4.10.5 Сазбалшықты, суға қаныққан, баяу тығыздалатын топырақтардан (ылғалдылық дәрежесі $S_r \geq 0,85$ және нығаю коэффициенті $c_v \leq 10^{-7}$ см²/жыл болатын) құралған негіздің шектік кедергісінің күшін, кеуектер суындағы артық қысымнан u негіз топырақтарында пайда болуы мүмкін тұрақсыз күйді ескере отырып, анықтау қажет. Бұл жағдайда тік σ және жанамалық кернеулердің τ өзара қатынасы мына қатынасқа байланысты қабылданады:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 \quad (32)$$

мұнда φ_1 және c_1 – негіз топырақтарының тұрақты күйіне сәйкес келеді және нығая ығысу нәтижелері бойынша анықталады [4].

Кеуектік судағы артық қысымды, негізге түсетін жүктеме жылдамдығын ескере отырып, топырақтардың сүзілулік нығая сығылу әдістерімен анықтауға болады.

Сәйкес келетін негіздеме (ғимарат тұрғызылуының жоғары жылдамдығы немесе оларды, пайдалану кезіндегі жүктемелермен жүктеу, негізде су сіңіргіш топырақ қабаттарының немесе құрғату құрылғылардың жоқ болуы) бар болғанда, сенімділік қорына $\varphi_1 = 0$ және c_1 - мәнін, негіз топырақтарының тұрақтандырылмаған күйіне сәйкес және суы сығылмай ығыстырылған топырақ беріктігіне c_u тең етіп қабылдауға болады [4] (4.6.14 қараңыз).

4.10.6 Іргетас негізінің көтеру қабілетін тексеру барысында, орнықтылық жоғалту (теңәсердің тік және көлденең құрамдастарының арақатынасына, сондай-ақ ортадан тыс түсу мәніне байланысты) келесі жағдайларда өтуі мүмкін екендігін ескерген жөн:

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

- табан жазықтығы бойынша ығысу;
- терең өтетін ығысу;
- ығысудың аралас түрі (табан бөлігі жазықтық бойынша, ал қалған бөлігі терең өтетін ығысулар әсеріне енеді).

Бұл жағдайда, іргетастың түрі және оның табанының сипаты, ғимараттың басқа бөліктерімен байланысының болуы, негіз топырақтарының қабатталуы мен қасиеттері ескерілуге тиісті.

Жеке іргетас негізінің орнықтылығының тексерілуінде, бүкіл ғимарат негізінің жұмысын ескерген жөн.

4.10.7 Жалпы, негіздердің көтеру қабілеті бойынша есептелінуі, ең қауіпті сырғу бетін табуға негізделген, ығыстыратын және ұстап тұратын күштердің теңесуін қамтамасыз ететін, шекті тепе-теңдік қағидасының әдістері бойынша жүргізілуге тиісті. Ығыстырылатын және қозғалмайтын топырақтарды бөлетін сырғу беттері дөңгелекцилиндрлі, сынық сызықтар, логарифмдік шиыршық және басқа түрлерде қабылдануы мүмкін.

4.10.8 Мүмкін деген сырғу беттері, толығымен немесе жарым-жартылай, топырақ ішіндегі айқын нашарлаған беттермен сай келуі немесе осал топырақтар қабаттары бойынша өтуі мүмкін; оларды таңдауда, ғимараттың құрылымдық ерекшеліктерімен байланысты, топырақ ауытқуларының шектелуін ескеру қажет. Есептелуде құрылыстық, сондай-ақ, ғимаратты пайдалану кезеңіне де сай келетін жүктемелердің әр түрлі бірігулері ескерілуге тиісті.

4.10.9 Әр мүмкін сырғу беті үшін шекті жүктеме есептелінеді. Және де жүктемелердің тік, көлденең және аударушы құрамдастары пайдаланылады, олар орнықтылықты жоғалту кезінде күтіледі де және жүктемені бір шамамен сипаттайды. Бұл шама күштер тепе-теңдігі шарттарынан анықталады (берілген бағытқа деген проекцияларының) немесе аударушы күштердің (берілген бағытқа қатысты). Шекті жүктеме ретінде ең төменгі мән қабылданады.

4.10.10 Тепе-теңдіктерді анықтауда қарастырылатындардың қатарына ғимараттан, топырақ салмағынан, сүзілулік күштерден, үйкеліс және таңдалған сырғу бетіндегі ілініс күштерінен, топырақтың сырғитын бөлігіне деген тура және(немесе) кері қысымдарынан берілетін тік, көлденең және аударушы жүктемелер енеді.

4.10.11 Тұрақталған күйдегі шөкпелі топырақтардан құралған негіздің шекті кедергісінің тік құрамдасын N_u , кН (33) формуласы бойынша анықтауға болады, егер: іргетас табаны жазық, ал табаннан төмен жатқан негіз топырақтары оның енінен кем емес тереңдік бойынша біртекті болса; іргетастың жан-жағынан түскен қатарлас жүктемелердің ішіндегі үлкенінің қарқындылығы $0,5R$ -ден аспаса (R - 4.6.1-4.6.18 сәйкес анықталатын, негіз топырағының есептік кедергісі)

$$N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I), \quad (33)$$

мұнда b' және l' – белгілеулері тура (30)-формуладағыдай, бірақ b түрінде негіз орнықтылығының жоғалуы мүмкін бағытындағы іргетастың жағы белгіленген;

N_γ, N_q, N_c – ішкі үйкеліс бұрышының φ_1 және іргетас табанының деңгейіндегі негізге түсетін сыртқы жүктемелердің теңәсерінің F тік бағытқа деген еңістік бұрышының δ есептік мәндеріне байланысты 12-Кесте бойынша анықталатын көтергіштік қабілеттің өлшемсіз еселіктері;

γ_I және γ'_I – іргетас табанынан, тиісінше төмен және жоғары, пайда болуы мүмкін ығысу призмасының төңірегінде, орналасатын топырақтардың меншікті салмақтарының есептік мәндері (жерасты сулары бар болғанда, су өтпейтін қабаттан жоғары жатқан топырақтар үшін судың қалқыту әсері ескеріле анықталады), кН/м³;

c_I – топырақтың меншікті ілінісуінің есептік мәні, кПа;

d – іргетасты салу тереңдігі, м (тік, қатарлас жүктер іргетастың жан-жағынан тең таралмаған жағдайда d мәні ең кіші қатарлас жүкке сәйкес, мысалы, жертөле жағынан алынады);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – төмендегі формулалар бойынша анықталатын іргетас пішіндерінің еселіктері:

$$\begin{aligned}\xi_\gamma &= 1 - 0,25/\eta \\ \xi_q &= 1 + 1,5/\eta, \\ \xi_c &= 1 + 0,3/\eta\end{aligned}\quad (34)$$

мұнда $\eta = l/b$;

l және b – жүктемелердің теңәсері ортадан тыс түсетін жағдайда (30)-ші формула бойынша анықталатын l' және b' -ның келтірілген мәндеріне тең етіп қабылданатын іргетас табанының тиісінше ұзындығы мен ені.

Егер $\eta = l/b < 1$ болса, онда (34)-формулада $\eta = 1$ деп қабылдау қажет.

Негізге түсетін сыртқы жүктемелер теңәсерінің тік бағытқа қатысты еңістік бұрышы δ мына шарттан анықталады

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (35)$$

мұнда F_h және F_v – іргетас табанының деңгейіндегі сыртқы жүктеменің F сәйкесінше, көлденең және тік құрамдастары.

Егер, келесі шарт орындалатын болса, онда есептеуді (33)-формула бойынша жүргізуге болады

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (36)$$

Ескертпелер

1 (33) формуланы қолданған кезде, көлденең жүктемелер құрамындағы, іргетастың жан-жағына түсетін қатарлас жүктер тең болмаған жағдайда, топырақтың тура қысымын ескеру қажет.

2 (36) шарт орындалмай жатса, онда іргетас табаны бойынша сырғуға есептелінуге тиісті (4.6.12).

3 іргетастың ұзындығы мен енінің қатынасы $\eta > 5$ болғанда, ол таспалы іргетас болып саналады да,

ξ_γ, ξ_q, ξ_c еселіктер мәндері бірге тең етіліп қабылданады.

12-кесте – Көтергіштік қабілеттің коэффициенттері

Топырақтық ішкі үйкеліс бұрышы φ_1 , град	Еселіктердің белгіленуі	Сыртқы жүктемелер теңәсерінің тік бағытқа қатысты еңістік бұрышы δ , град. болғандағы көтергіштік қабілеттің еселіктері N_γ , N_q және N_c									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	5,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	N_γ	0,20	0,05-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57	1,26-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	6,49	2/93-	4,9	-	-	-	-	-	-	-
10	N_γ	0,60	0,42	0,12							
	N_q	2,47	2,16	1,6							
	N_c	8,34	6,57	3,38	9,8						
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21						
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,01						
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94	14,5					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36					
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69					
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,45	18,9				
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58				
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6				
	N_c	20,72	17,5	14,26	10,99	7,68	5,58	22,9			
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95			
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,6	4,95			
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85	26,5		
35	N_γ	27,50	20,5	14,63	9,79	6,08	3,38				
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,2				
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19		29,8		
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79		
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,1	10,46		
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27	32,7	

12-кесте – Көтергіштік қабілеттің коэффициенттері (жалғасы)

Топырақтық ішкі үйкеліс бұрышы φ_1 , град	Еселіктердің белгіленуі	Сыртқы жүктемелер теңесерінің тік бағытқа қатысты еңістік бұрышы δ , град. болғандағы көтергіштік қабілеттің еселіктері N_γ , N_q және N_c									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
45	N_γ	177,6	126,1	86,2	56,5	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22	
	N_q	134,8	108,2	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42	
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82	35,2
<p>Ескертпелер</p> <p>1 φ_1 және δ -ның аралығындағы мәндері болғанда N_γ, N_q және N_c еселіктерін шамалау арқылы анықтауға болады.</p> <p>2 Өрнекті жақшаларда (36)-шартқа қарай алынған, жүктеменің еңістік бұрышының шекті мәніне δ' сәйкес келетін көтергіштік қабілет еселіктерінің мәндері келтірілген</p>											

4.10.12 Іргетастың табаны бойынша сырғуға деген есептелінуі келесі шарт бойынша орындалады:

$$\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n \quad (37)$$

мұнда $\sum F_{s,a}$ және $\sum F_{s,r}$ – іргетастың бүйір жақтарына түсетін тура және кері қысымдар мен іргетас табанының топырақ бойынша үйкелу коэффициенті, сондай-ақ, гидростатикалық қарсы қысым күштері (жерасты суларының деңгейі іргетас табанынан жоғары орналасқанда) ескеріле анықталатын, тиісінше ығыстыратын және ұстап тұратын есептік күштердің сырғу жазықтығына түсетін проекцияларының қосындылары; γ_c және γ_n – (28)-ші формуладағыдай.

4.10.13 Табаны бойынша сырғуға деген есептеуді, іргетасқа жүктеменің көлденең құрамдасы әсер ететін жағдайларда жүргізеді:

- (33) формуланың қолданылу шартының (36) бұзылуы
- іргетас табанының тікелей астындағы топырақ қабатының беріктік сипаттамалар мәндерінің төмен болуы;
- 4.10.14 көрсетілген жағдайларда.

4.10.14 Суға қаныққан баяу тығыздалатын топырақтардан (4.10.5 т.) тұратын негіздің шекті кедергісін (іргетас табанынан төмен $0,75b$ -дан кем болмайтын тереңдікке дейін біртекті) былай анықтауға болады:

а) таспалы іргетас негізінің шекті кедергі күшінің тік құрамдасын n_u , кН/м мына формула бойынша

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos) c_t], \quad (38)$$

мұнда b' – (29)-формуладағыдай;

q – жүктемелердің көлденең құрамдасы іргетасқа әсер ететін бағыт жағындағы қатарлас жүк, кПа);

$c_I = c_u - (31)$ -формуладағыдай;

$\pi = 3,14$;

α – төмендегі формула бойынша анықталатын бұрыш, град

$$\alpha = \arcsin(f_h / b'c_I), \quad (39)$$

мұнда f_h – топырақтың тура қысымы ескеріле анықталатын іргетастың 1 м ұзындығына түсетін есептік жүктеменің көлденең құрамдасы, кН/м.

Егер мына шарт орындалатын болса, онда (38)-формуласын қолдануға болады

$$(f_h \leq b'c_I). \quad (40)$$

б) тікбұрышты іргетас ($l \leq 3b$) негізінің шекті кедергісінің күшін, оған тік жүктеме әсер еткенде, келесі шарттарды қабылдап, (33) формуласы бойынша анықтауға болады

$$\varphi_I = 0, \xi_c = 1 + 0,11/\eta, c_I = c_u.$$

Іргетасқа көлденең жүктемелер әсер еткенде және негіз, тұрақтандырылмаған күйдегі топырақтардан тұратын барлық жағдайларда, іргетастың табаны бойынша сырғуға деген есептелуі жүргізілуге тиісті.

5 КҮРДЕЛІ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ НЕГІЗДЕРДІ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ

5.1 Шөккіш топырақтар

5.1.1 Шөккіш топырақтардан құралған негіздер, өздерінің ерекшеліктеріне қарай жобалануы керек, яғни ылғалдылықтың, белгілі бір деңгейден жоғарылауына байланысты, топырақтың беріктігі төмендейді де, сыртқы жүктемелер және (немесе) топырақтың өз салмағынан қосымша деформациялар – лықсып шөгулер пайда болады.

5.1.2 Шөккіш топырақтардан тұратын негіздерді жобалаған кезде ылғалдылықтың жоғарылауы, келесі үрдістерге байланысты өтетінін ескеру керек:

а) сыртқы көздерден, жоғарыдан және (немесе) топырақ суларының деңгейі көтеріліп төменнен, топырақтардың сулануы;

б) жер беті суларының жердің ішіне сүзілуі кезінде және жер бетінің көлеңкеленуінен, топырақта ылғалдың жиналуы.

5.1.3 Шөккіш топырақтар, салыстырмалы шөккіштік пен бастапқы шөккіштік қысымымен сипатталады.

Салыстырмалы шөккіштік пен бастапқы шөккіштік нормативтік мәндерін ε_{sl} және p_{sl} , оларды анықтау нәтижелерінің орташа мәні ретінде [2], ал есептік мәндерін нормативтік мәндеріне тең етіп алуға болады.

5.1.4 Шөккіш топырақтардан құралған негіздерді жобалаған кезде, келесі жайттар ескерілуі тиіс:

а) іргетас табанынан, сыртқы жүктеме мен топырақтың өз салмағынан туындайтын тік кернеулердің қосындысы бастапқы шөккіштік қысымға тең, немесе аталған кернеулер мәні өте аз болғандағы тереңдікке дейін өлшенетін, лықсып шөгудің жоғарғы жағында өтетін, сыртқы жүктемелерден лықсып шөгу;

б) тік кернеулердің қосындысы бастапқы шөккіштік қысымнан артық немесе топырақтың өз салмағынан және сыртқы жүктемеден туындайтын тік кернеулер қосындысы өте аз тереңдіктен, шөккіш қабаттың төменгі шекарасына дейінгі, лықсып шөгудің төменгі жағында өтетін, топырақтың өз салмағынан лықсып шөгу;

в) топырақ лықсып шөгуінің әркелкілігі;

г) шөккіштік шұңқырдың қисықсыздықты бөлігімен шектелген, топырақтың өз салмағынан лықсып шөгу кезіндегі негіздің көлденең ауытқуы;

д) құламалар мен беткейлердің орнықтылығының жоғалуы;

е) топырақ қабатында пайда болған қом сулары тудырған қосымша жүктемелер.

Ескертпе - Топырақтардың лықсып шөгуі, салыстырмалы шөккіштік $\varepsilon_{st} \geq 0,01$ болса, ескеріледі.

5.1.5 Топырақтардың лықсып шөгулерін және олардың әркелкілігін анықтау кезінде алаңды тегістеу сипатын (топырақ негізінің кернеулік жағдайына әсер ететін қазбалар мен қиюларды немесе үйінділер мен себінділерді ескеру, сонымен қатар лықсып шөгулердің өлшемі мен түрін қарастыру); топырақтың сулануы мүмкін деген көздердің орналасуын; ғимараттардың, соның ішінде үңгіздердің, жертөлелердің және т.с.с. құрылымдық шешімдерін; терең орнатылатын іргетастарға әсер ететін қосымша жүктемелерді, топырақтың өз салмағынан туындайтын лықсып шөгу кезінде пайда болатын кері үйкеліс күшінен бекітілген және нығыздалған топырақ қабатын ескеру қажет.

Осыған орай, үлкен аудандардың жоғарыдан сулануы кезінде (суланған ауданның ені шөккіш топырақтың қалыңдығына тең немесе одан үлкен - шөккіш қалыңдық) және топырақ суларының деңгейі көтерілген кезде топырақтың өз салмағынан лықсып шөгу төменнен сулану кезінде толық көрініп, ал шағын аудандардың үстінен сулануы $B_w > H_{st}$ кезінде лықсып шөгудің бір бөлігі ғана көрінеді $S'_{st,g}$.

Ескертпе - Шөккіш топырақтардың лықсып шөгулерінің әркелкілігін анықтау кезінде орнатылатын іргетас немесе бүкіл ғимаратқа байланысты сулану көздерінің жағымсыз түрлері мен орналасу орындары ескерілуі тиіс.

5.1.6 Шөккіш топырақтардан құралған алаңдардың топырақтық жағдайлары, өз салмағынан топырақ шөгуінің байқалу мүмкіндігіне байланысты екі типке бөлінеді:

I тип – топырақтардың лықсып шөгуі, көбінесе сыртқы жүктемелерден мүмкін болатын, ал өз салмағынан топырақ лықсып шөкпейтін немесе шөксе де 5 см-ден артық болмайтын топырақтық жағдайлар;

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

II тип – топырақ сыртқы жүктемелерден лықсып шөгуінен басқа, олардың өз салмағынан лықсып шөгуі мүмкін болатын және оның өлшемі 5-см-ден артық, топырақтық жағдайлар.

5.1.7 Шөккіш топырақтардан құралған негіздерді есептегенде, негіздің, шөгу мен лықсып шөгуден тұратын жалпы деформациясы ескеріліп анықталады. Ылғалдылығы орныққан негіздің шөгуін, топырақтың шөккіштік қасиеттерін ескермей, топырақтардың деформациялық қасиеттері бойынша анықтайды.

Орныққан ылғалдылық мәнін w , егер $w \geq w_p$ болса, табиғи ылғалдылыққа және $w < w_p$ жағдайында илену шегіндегі ылғалдылыққа w_p теңестіріп қабылдайды

Ескертпе - Имараттар мен ғимараттардан, топырақтық төсемдерден, тегістеу кезіндегі себінділерден, сондай-ақ, шөккіш қабатын суға қанықтыру кезіндегі судың салмағынан және с.с жүктемелер салдарынан топырақтың кернеулік күйінің өзгеруі тудырған, шөккіш қабатты төсендірілетін топырақтардың да шөгулерінің ескерілгені жөн.

5.1.8 Шөккіш топырақтардың сулануы мүмкін кезіндегі топырақтың есептік кедергісін:

- іргетас табанындағы қысымды азайту арқылы, сыртқы жүктемелердің әсерінен топырақтардың шөккіштігі жойылғанда, бастапқы шөккіштік қысымға p_{sl} тең етіп,

- суға қаныққан жағдайдағы беріктік қасиеттерінің есептік мәндерін қолдану арқылы (8 және 10) формулалары бойынша табылған мәндерге тең етіп қабылдайды.

Шөккіш топырақтардың сулануы мүмкін емес жағдайда негіз топырақ кедергісінің есептік мәні (8 және 10) формулалары бойынша, осы топырақтардың орныққан ылғалдылықтағы беріктік қасиеттерін қолдану арқылы, анықталынады.

5.1.9 Топырақтардың шөккіштік қасиеттерін, нығыздау немесе бекіту арқылы жою кезінде, нығыздалмаған немесе бекітілмеген төсеніш қабатына берілетін толық қысым, бастапқы шөккіштік қысымнан аспауын қамтамасыз ету керек.

5.1.10 Үлкен аудандар жоғарыдан, сонымен қатар, жерасты суларының деңгейі көтерілу кезінде төменнен, суланып, ылғалдылығы өскен жағдайда, негіз топырағының лықсып шөгуі S_{sl} , см, келесі формула бойынша анықталады:

$$sl = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (41)$$

мұнда $\varepsilon_{sl,i}$ - i -ші топырақ қабатындағы салыстырмалы шөккіштік;

h_i - i -ші топырақ қабатының қалыңдығы, см;

$k_{sl,i}$ - еселік;

n - шөккіш аймағы h_{sl} бөлінген қабаттардың саны.

5.1.11 Топырақтың салыстырмалы шөккіштігі зертханалық сынақтаулар [9], [10], [11] негізінде келесі формула бойынша анықталады:

$$sl = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (42)$$

мұнда $h_{n,p} - h_{sat,p}$ шамасы - қосынды жүктеменің ($p = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$) әсерінен сығылған топырақ сынамысының ылғалдылығы табиғи күйде болған (су тигенге дейін) және суланғаннан кейінгі (суға қаныққан күйдегі) биіктіктерінің айырмасы;

$h_{n,g}$ - сол сынаmanın ылғалдылығы табиғи күйде болғандағы, биіктік шамасы ($p = \sigma_{zg}$).

ε_{sl} мәні, сонымен қатар, далалық жағдайда да топырақты сулап штамппен сынақтау бойынша анықталынуы мүмкін [4].

5.1.12 (41) формуласына енген $k_{sl,i}$ еселікті, егер $b \geq 12$ м болса, лықсып шөгу аймағындағы барлық топырақтар қабаттары үшін бірге тең етіп қабылдап; ал, егер $b \geq 3$ м болса, келесі формула бойынша анықтайды:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0 \quad (43)$$

мұнда p - іргетас табанының астындағы орташа қысым, кПа;

$p_{sl,i}$ - i -ші топырақ қабатының бастапқы шөккіштік қысымы, кПа.

p_0 - 100 кПа тең қысым.

3 м < b < 12 м болғанда, $k_{sl,i}$ шамалау әдісі арқылы анықтайды.

Топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуін анықтаған кезде егер, $H_{sl} \leq 15$ м болса, $k_{sl} = 1$ және $H_{sl} \geq 20$ м болса, $k_{sl} = 1,25$ тең болады, ал аралықтағы мәні үшін, k_{sl} коэффициентін, шамалау әдісі арқылы анықтайды.

5.1.13 Бастапқы шөккіштік қысым p_{sl} түрінде, келесі жағдайларға сәйкес келетін, қысымдар қабылданады:

- салыстырмалы шөккіштік ε_{sl} 0,01 тең болғандағы, топырақтарды зертханалық жағдайда компрессиялық аспаптарда сынақтау кезіндегі [11] қысым;

- алдын ала суланған топырақтарды далалық жағдайда штамптармен сынақтау кезіндегі [4] қысым, ол "жүктеме-шөгу" графигінің сызықты тәуелділік шегіне тең болады;

- сынақтау қазаншұңқырларында топырақтарды сулап, топырақтың өз салмағынан шөккіштік пайда болған тереңдіктен бастап алынған тік кернеуге тең қысым.

5.1.14 Топырақтың лықсып шөгу аймағының қалыңдығы:

- топырақтың сыртқы жүктемеден лықсып шөгуі $s_{sl,p}$ анықталғандағы және де аталмыш зонаның астыңғы шекарасы $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$ тең немесе ең төмен $\sigma_{z,min} > p_{sl}$ тереңдіктерге сәйкес, шөккіш қабаттың жоғарғы зонасының қалыңдығына;

- топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуі анықталғанда, яғни $\sigma_z = p_{sl}$ болған немесе σ_z мәні ең төмен, $\sigma_{z,min} > p_{sl}$, тереңдіктен шөккіш қабаттың астыңғы шекарасына дейінгі қалыңдыққа тең етіп қабылданады.;

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

5.1.15 Бастапқы шөккіштік қысымның тәжірибелік анықтаулары болмаса, (41) формуласы бойынша жиынтық P_i қысымынан салыстырмалы шөккіштік ε_{sl} мәні 0,01 ге тең тереңдікке дейін жүргізіледі.

5.1.16 Іргетас жүктемесінен топырақтың лықсып шөгуін есептеу үшін, шөккіш қалыңдығын литологиялық қима мен $\varepsilon_{sl,i}$ анықталған тереңдіктерге байланысты, жеке қабаттарға бөледі. Және де қабаттардың қалыңдығы 2 м-ден, ал әрбір қабаттағы қосынды кернеулер мәнінің өзгеруі 200 кПа аспауға тиісті. (41) формуласы бойынша лықсып шөгулерді есептегенде, салыстырмалы шөккіштік $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ сай келетін кернеулер таралған топырақ қабаттары ғана ескеріледі. $\varepsilon_{sl} < 0,01$ қабаттар қарастырылмайды. Нұсқалған талаптар, (41) формуласы бойынша, топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуінің ең жоғары мәнінің есептелінуіне де қарасты қойылады.

5.1.17 Шағын аудандар (суланатын ауданның ені B_w шөккіш қалыңдық өлшемінен H_{sl} аспаған жағдайда) жоғарыдан сулаған кездегі топырақтың өз салмағынан мүмкін деген лықсып шөгуі $s'_{sl,g}$, келесі формула бойынша анықталады:

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w / H_{sl}) B_w / H_{sl}} \quad (44)$$

мұнда $s_{sl,g}$ - топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуінің ең жоғары мәні, см.

5.1.18 Шөккіш топырақтардан құралған негіздерді жобалағанда, негіздің лықсып шөгуін болдырмайтын немесе рауалы шектерге дейін төмендететін немесе ғимараттардың пайдаланулық жарамдылығына деген әсерін азайтатын шаралар қарастырылуға тиісті.

Ғимараттың бүкіл пайдалану мерзімінде негіздің сулануы мүмкін емес жағдайда (оның мүмкін қайта құрылымдануы ескеріле) топырақтардың шөккіштік қасиеттерін ескермеуге болады, бірақ, есептеулерде топырақтардың, орныққан ылғалдылыққа сәйкес келетін, физикалық-механикалық сипаттамалары пайдаланылуға тиісті.

5.1.19 I типтегі топырақтық жағдайларда лықсып шөгу есептеулерін жүргізбеуге болады, егер бүкіл шөккіш қалыңдығы бойынша, сыртқы жүктеме мен топырақтың өз салмағынан туындайтын тік кернеулер қосындысы, бастапқы шөккіштік қысымынан P_{sl} аспаса.

5.1.20 Негіз топырақтарының сулануы мүмкін деген жағдайда, келесі шаралардың біреуін қарастырған жөн:

- бүкіл шөккіш қабаты бойынша топырақтардың шөккіштік қасиеттерін жою;
- шөккіш қабатты іргетастармен, солардың ішінде қадалы іргетастармен және нығайтылған топырақ массивтерімен тіліп өту;
- топырақтардың шөккіштік қасиеттерін жарым-жартылай жою, судан қорғау және құрылымдық шаралар енген, шаралар кешені.

II типтегі топырақтық жағдайларда, топырақтардың шөккіштік қасиеттерін жою немесе терең орнатылатын іргетастармен тіліп өтумен қатар, судан қорғау шаралары да қарастырылуға тиісті.

Шаралар, топырақтық жағдайлар типіне, мүмкін деген сулану түріне, есептік лықсып шөгуіне, жобаланатын ғимараттардың көршілес нысандар және коммуникациялармен байланысуына қарай, тандалуға тиіс.

5.1.21 Топырақтардың шөккіштік қасиеттерін жою, келесі шаралар арқылы іске асырылады:

а) лықсып шөгу зонасының жоғарғы жағын немесе оның бір бөлігін ауыр таптауыштармен нығыздау, топырақтық төсемдер орнату, қазаншұңқырларды таптап дайындау, соның ішінде қатқыл материалдардан (бетон, шақпақтас, құмды-майдатас қоспасы) жасалған кеңейтулер, химиялық немесе күйдірумен нығайту;

б) бүкіл шөккіш қалыңдығы бойынша-топырақтық қадалармен, негіз топырақтарын алдын ала сулаумен, соның ішінде тереңдік жарылыстармен нығыздау, химиялық немесе күйдірумен нығайту.

5.1.22 Терең орнатылатын іргетастарды жобалағанда:

- I типтегі топырақтық жағдайларда – іргетастардың бүйірлі беттеріндегі топырақ кедергісі;

- II типтегі топырақтық жағдайларда – топырақтардың өз салмағынан лықсып шөгу кезінде пайда болатын іргетастардың бүйірлі беттеріндегі топырақтың кері үйкелісі ескерілуге тиісті.

5.2 Ісінгіш топырақтар

5.2.1 Ісінгіш топырақтардан құралған негіздер, осындай топырақтардың ылғалдылық өскен кездегі көлемінің ұлғаюы-ісіну қабілеті ескеріле, жобалануға тиісті. Одан кейінгі, ылғалдылықтың төмендеуіне байланысты, ісінгіш топырақтарда кері үрдіс жүреді-кеберсу.

Қождардың ылғалданған кезіндегі және сазбалшықты топырақтардың химиялық өндірістер қалдықтарымен қаныққандағы ісіну мүмкіндігі зертханалық немесе далалық жағдайлардағы сынақтау жолымен анықталынады.

5.2.2 Ісінгіш топырақтар, берілген қысымдағы салыстырмалы ісінуімен ε_{sw} ісіну қысымымен p_{sw} , ісіну ылғалдылығымен w_{sw} және кепкен кездегі салыстырмалы кеберсуімен ε_{sh} сипатталады.

5.2.3 Ісінгіш топырақтардан құралған негіздерді жобалағанда келесі мүмкін деген жағдайларды:

- жерасты суларының көтерілуіне немесе су сіңірілуіне - топырақтардың өндірістік немесе жерүсті суларымен ылғалдануына байланысты;

- құрылыс салынған және асфальтталған жерлердегі (жер бетінің көлеңкеленуі, күн тиместік жағдайда қалуы) буланудың табиғи жағдайларының бұзылуы салдарынан, ғимарат астындағы тереңдігі шектелген зоналардағы жиналған ылғалдан;

- ауалау аймағының жоғарғы жағындағы-сулық-жылулық жағдайдың өзгеруінен (мерзімдік климаттық себептер);

- жылу көздерінің әсерінен кебу кезіндегі кеберсуін ескерген жөн.

Ескертпе - Ғимараттың тереңдетілетін бөліктерін жобалағанда, топырақтардың ісініп-кеберсуінен пайда болатын көлденең қысым ескерілу керек.

5.2.4 Көлденең қысым, кПа, келесі формула бойынша анықталады:

$$p_h = \gamma_c \cdot k_{sw} \cdot p_{\max,h}, \quad (45)$$

мұнда γ_c - 0,85 тең, жұмыс жағдайының коэффициенті;

k_{sw} - ісіну қарқынына тәуелді еселік;

$p_{\max,h}$ - зертханалық жағдайларда анықталынатын ең жоғары көлденең қысым.

13-кесте – Ісіну қарқыны

1 тәуліктегі ісіну қарқыны, %	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
k_{sw}	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

5.2.5 Ісінгіш топырақтардан құралған негіздерді есептегенде, топырақтың ісінуінен немесе кеберсуінен пайда болатын негіз деформациялары, негіздің жеке қабаттар деформацияларын жинақтау арқылы анықталуға тиісті. Негіздің сыртқы жүктеме мен ісінгіш топырақ ылғалдылығының төмендеуінен туындаған деформациялар біріктіріле анықталуға тиісті. Топырақтың ісіну салдарынан негіздің көтерілуі анықталғанда, негіздің сыртқы жүктемелерден шөгуі тұрақтанды деп қабылданады.

5.2.6 Ісінгіш топырақтардан тұратын негіздерді есептегенде, топырақ тығыздығы мен ылғалдылығы табиғи күйіндегі сипаттамалар қолданылуға тиісті. Алдын-ала суланған ісінгіш топырақтардан тұратын негіздерді есептегенде, суға қаныққан күйдегі сипаттамалар қолданылады.

Ісінгіш топырақтардан құралған негіздердің есептік кедергісін есептегенде, оның ұлғаюын ескереді, бұл жағдай топырақ ісінгендегі іргетас көтерілуін азайтады-мыс.

5.2.7 Салыстырмалы ісіну, ісіну қысымы және салыстырмалы кеберсу, ісіну немесе кеберсу себептеріне байланысты зертханалық сынақтар нәтижелері бойынша анықталынады. Бұл сипаттамалар, топырақтарды штамппен далалық жағжайдағы сынақтаулар мәліметтері бойынша да (нашар ісінетін топырақтарды қоспағанда) табылуы мүмкін.

5.2.8 Ісінгіш топырақтар ε_{sw} және ε_{sh} сипаттамаларының нормативтік мәндері, олардың бойынша анықталған нәтижелерінің орташа мәні түрінде есептелінеді. Бұл сипаттамалардың есептік мәндерін нормативтік мәндеріне тең етіп алуға болады.

5.2.9 Негіздің, топырақ ісінуінен көтерілуі, см, келесі формула бойынша анықталады:

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i}, \quad (46)$$

мұнда ε_{sw} - топырақтың i -ші қабатының салыстырмалы ісінуі;

h_i - топырақтың i -ші қабатының қалыңдығы, см;

$k_{sl,i}$ - еселік;

n - топырақ ісіну аймағы h_{sl} бөлінген қабаттар саны.

5.2.10 Ылғал ену кезіндегі топырақтың салыстырмалы ісінуі келесі формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (47)$$

мұнда h_n - ылғалдылығы мен тығыздығы табиғи күйіндегі, қарастырылатын тереңдіктегі жиынтық тік кернеулерге тең қысымымен, кеңеюге мүмкіндік берілмей, сығылған сынаманың биіктігі, см;

h_{sat} - сол сынаманың, толық қаныққанша суландырылғаннан кейінгі сондай жағдайда сығылған, биіктігі, см.

Топырақ сынамаларының сынақталу нәтижелері бойынша әртүрлі қысымдарда $\varepsilon_{sw} = f(p)$ және $w_{sw} = f(p)$ тәуелділіктері тұрғызылып, $\varepsilon_{sw} = 0$ жағдайына сәйкес, ісіну қысымы p_{sw} анықталады.

Беті көленкеленген және сулық-жылулық күй өзгерген жағдайдағы салыстырмалы ісінгіштік келесі формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0) \quad (48)$$

мұнда k - тәжірибелік жолмен анықталатын еселік (тәжірибелік мәліметтер болмаған жағдайда 2-ге тең етіп алынады);

w_{eq} - топырақтың шеткі (тұрақталған) ылғалдылығы;

w_0 және e_0 - топырақтың ылғалдылығы мен кеуектілік коэффициентінің сәйкес бастапқы мәндері.

5.2.11 Беті көлеңкеленген i -ші топырақ қабатының w_{eq} мәні анықталатын ісіну ылғалдылығы мен жүктеме араларындағы $w_{sw} = f(p)$, тәжірибелік тәуелділігінің p_i кПа келесі формула бойынша есептелінеді:

$$p_i = \gamma_w(z - z_i + 2\sigma_{tot,i} / \gamma_i) \quad (49)$$

мұнда γ_w - судың меншікті салмағы, кН/м³;

z - көленкеленген жер бетінен жерасты суларының деңгейіне дейінгі қашықтық, м;

z_i - қарастырылатын қабаттың орналасу тереңдігі, м;

$\sigma_{tot,i}$ - қарастырылатын i -ші қабатындағы кернеулер қосындысы, кПа;

γ_i - i -ші қабат топырағының меншікті салмағы, кН/м³.

(5.8) формуласындағы $(w_{eq} - w_0)$ мәні сулық-жылулық күйдің өзгеруі кезінде топырақ ылғалдылығының ең үлкен (ең жоғары сулану кезеңіндегі) және ең кіші (ең жоғары кебу кезеңіндегі) мәндерінің айырмашылығы түрінде анықталады. Ең жоғары сулану және кебу

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

жағдайларындағы ылғалдылықтың өзгеру қимасы далалық тәжірибелік жолмен анықталады.

5.2.12 формуласына енген k_{sw} коэффициенті, қарастырылатын тереңдіктегі жиынтық тік кернеуге байланысты, $\sigma_{tot,i}=50$ кПа болғанда 0,8-ге және $\sigma_{tot,i}=300$ кПа 0,6-ға тең етіп алынады, ал аралық мәндерде шамалау арқылы анықталады.

5.2.13 Іргетас табанынан тереңдігіндегі жиынтық тік келесі формула бойынша анықталады:

$$\sigma_{tot,i} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (50)$$

мұнда σ_{zp}, σ_{zg} - іргетас пен топырақтың өз салмағынан берілетін жүктемелерге сәйкес туындайтын тік кернеулер, кПа;

$\sigma_{z,ad}$ - суланатын аудан шегінен тыс орналасқан, ылғалданбаған топырақ салмағының әсерінен туындайтын қосымша тік кернеу, кПа, ол келесі формула бойынша анықталады:

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (51)$$

мұнда k_g - еселік;

γ - топырақтың меншікті салмағы, кН/м³;

5.2.14 Ісіну аймағының төменгі шекарасы H_{sw} :

- ылғалдылық енетін жағдайда, жиынтық тік кернеу, ісіну қысымына тең p_{sw} тереңдікпен шектеледі;

- беті көлеңкеленген және сулық-жылулық күйі өзгертін жағдайда тәжірибелік жолмен анықталады (тәжірибелік мәліметтер болмаған кезде 5 м тең етіп қабылданады).

Жерасты сулары болған жағдайда, ісіну аймағының төменгі шекарасын жерасты суларының бастапқы деңгейінен 3 м жоғары қабылдайды.

5.2.15 Ісінген топырақтың кебу нәтижесіндегі негіз шөгуін, см, келесі формула бойынша анықтайды:

$$\varepsilon_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh}, \quad (52)$$

мұнда $\varepsilon_{sh,i}$ - i -ші қабатындағы топырақтың салыстырмалы сызықты кеберсуі;

h_i - i -ші топырақ қабатының қалыңдығы, см;

k_{sh} - 1,3 тең етіп қабылданатын еселік;

n - топырақтың кеберсу аймағы бөлінген қабаттар саны.

$\varepsilon_{sh,i}$ мәнін $k_{sh}=1,2$ тең етіп қабылдап, жүктемесіз анықтауға болады.

5.2.16. Топырақтың кебу кезіндегі салыстырмалы сызықты кеберсуі келесі формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (53)$$

мұнда h_n - ең жоғары ісінуден кейін, кеңеюге мүмкіндік берілмей жиынтық тік кернеумен сығылған, топырақ сынамасының биіктігі, см;

h_d - сол жағдайдағы, ылғалдылығы кебу нәтижесінде төмендеген сынаманың биіктігі.

5.2.17 Кеберсу аймағының төменгі шекарасы H_{sh} тәжірибелік жолмен анықталады, ал сынақтық мәліметтер болмағанда, 5 м тең етіп қабылдайды. Технологиялық құрылғылардың жылулық әсер ету нәтижесінде топырақ кебу кезіндегі кеберсу аймағының төменгі шекарасын H_{sh} тәжірибелік жолмен немесе сәйкес есептеулер жүргізу арқылы анықтайды.

5.2.18 Ісінгіш топырақтардан құралған негіздің есептік деформациялары шекті мәндерінен асатын немесе негіздің көтеру қабілеті жеткіліксіз болған жағдайларда келесі шаралар қарастырылуға тиісті:

- судан қорғау шаралары;
- ісінгіш топырақтардың қалыңдығы толығымен немесе бөлігі енетін негізді алдын ала суландыру;
- қабылдағыш (компенсациялық) құмды төсемдер қолдану;
- ісінгіш топырақты ісінбейтін топыраққа толық немесе жартылай алмастыру;
- ісінгіш топырақ қабатын іргетаспен толық немесе жартылай тіліп өту.

5.2.19 Алдын-ала сулау тереңдігі, ісінгіш топырақтың жарым-жартылай алмастырылатын немесе оның тілініп өтілетін қалыңдығы ісінуден туындайтын деформацияларды азайту талаптарына байланысты тағайындалады.

5.2.20 Ісінгіш топырақтардан тұратын, алдын ала суландырылған негізде іргетастар тұрғызу кезінде құмна, шақпақтастан немесе майдатастан төсемдер орнату немесе топырақтың жоғарғы қабатын байланыстыратын материалдармен орнықтыру қарастырылғаны жөн.

5.2.21 Қабылдағыш құмды төсемдер, негізге таралатын қысым 0,1 МПа кем болмаған жағдайда, ісінгіш топырақтар қабатының үстіне ішіне орнатылады.

Төсемдер орнату үшін, құрғақ күйде 1,6 т/м³ кем емес тығыздыққа дейін нығыздалған, кез-келген іріліктегі, тозаңды түрінен басқа, құмдар қолданылады.

Қабылдағыш құмды төсемдер, ені 1,2 м аспайтын, тек таспалы іргетастар астына орнатылады.

5.2.22 Ісінгіш топырақтардан құралған табиғи негіздегі іргетас көтерілуін ің азайтылуы, іргетасты жарым-жартылай немесе толық өтетін қадалар көмегімен қарнақтау арқылы қамтамасыз етіледі. Және де ғимараттан берілген жүктемені іргетас пен қадалар біріге қабылдап, бұл құрылымның шекті деформацияларын (шөгулер, көтерілулер) шекті мәндерінен асырмауға тиісті.

5.2.23 Құрылымдық шараларға, қатқылдық пен беріктікті, ғимаратты жеке бөліктерге, шөгу жіктерімен, бөлу арқылы ұлғайту шаралары жатады. Бөлікте жоспарлы тұзу геометриялық пішін мен бірдей биіктік болу керек. Қатқылдық пен беріктікті, биіктік бойынша бірнеше деңгейлерде, қалыңдығы 15 см кем емес үздіксіз темірбетонды

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

белдіктер енгізу арқылы да ұлғайтуға болады. Белдіктер, аражабындар деңгейінде немесе ойықтар үстінде орналасып, сыртқы қабырғаларды толық жабатын қаңқалармен салымдануға тиісті. Белдіктер, ісінгіш топырақтар жарым-жартылай тілінгенде; ісінбейтін топырақпен жарым-жартылай алмастырылғанда; қабылдағыш төсемдер орнатылғанда; ісінгіш топырақтар алдын ала суландырылғанда қарастырылады.

5.2.24 Ісінгіш топырақты, жергілікті ісінбейтін, берілген тығыздыққа дейін нығыздалған топырақпен алмастырады. Бұл жағдайда ғимараттар негіздерінің жобалануы әдеттегі ісінбейтін топырақтардағыдай жүргізілуге тиісті.

5.2.25 Ісінгіш топырақтарды қуыстар мен ұзын орларды қайта толтыру үшін пайдалануға болады, тек олардың суланғандағы көлденең қысымы, осы ғимарат үшін рауалы, ал себінді топырағының көтерілуі пайдалану жағдайларын бұзбайтын болса. Топырақтарды нығыздау, топырақты төсемдер мен қайта себулерді әдетті топырақтардан орнату үшін қабылданған талаптарға сай жүргізіледі.

5.3 Тұзды топырақтар

5.3.1 Тұзды топырақтардан құралған негіздер, келесі себептермен сипатталатын ерекшеліктері ескеріліп жобалануға тиісті:

- судың ұзақ сүзілу және тұздардың сілтісіздендірілу кездеріндегі суффозиялық шөгудің пайда болуы;
- тұздардың сілтісіздендірілу үрдісі кезінде, әдетте беріктік сипаттамаларының төмендеуімен өтетін, топырақтың физикалық-механикалық қасиеттерінің өзгеруі;
- топырақ құрамына енген тұздардың еруінен пайда болатын, жерасты суларының жерасты конструкцияларына деген жоғары жегілігі.

Тұзды топырақтарда, сулану кезінде лықсып шөгу немесе ісіну байқалуы мүмкін екендігін де ескеру қажет.

Ескертпе - Топырақтардың, еруі оңай және орташа тұздардың біріге енуіне байланысты жіктелуі және тұзды топырақтарға жатқызылуы тұздылық дәрежесіне қарай [8] бойынша жүргізілуге тиісті.

5.3.2 Тұзды топырақтар салыстырмалы суффозиялық сығылу- ε_{sf} мен суффозиялық сығылудың бастапқы қысымымен- p_{sf} сипатталады

ε_{sf} және p_{sf} мәндері әдетте, зертханалық әдістер (компрессиялық-сүзілу сынақтары), ал, құрылыс алаңының жеке жерлерін жете зерттеу үшін- негізді ұзақ сулау жағдайында жүргізілетін, статикалық жүктемемен далалық сынақтаулар арқылы анықталады. Далалық сынақтаулар нәтижелері және ұқсас инженерлік-геологиялық жағдайлардағы құрылыс тәжірибесі болса, аталған сипаттамаларды тек зертханалық әдістермен анықтауға болады.

5.3.3 Гипстелген топырақтардың салыстырмалы суффозиялық сығылуының мәнін ε_{sf} суффозиялық шөгуді алдын ала есептегенде, келесі формула бойынша анықтауға болады, егер олар:

- $w=0,02-0,04$; $I_L=0,08-0,12$; $\rho_d=1,2-1,6$ г/см³; $e=0,75-1,1$ мәндеріндегі саздақ;
- $w=0,01-0,03$; $I_L=0,03-0,07$; $\rho_d=1,4-1,45$ г/см³; $e=0,9-1,0$ мәндеріндегі құмайт болса.

$$\varepsilon_{sf} = k_1 \cdot d_0 \cdot \rho_d \beta^n / \rho_g, \quad (54)$$

мұнда k_1 - топырақ түріне, гипс мөлшеріне және қысымға тәуелді еселік;

d_0 - топырақтағы гипстің бастапқы мөлшері, бірліктің бөліктері;

ρ_d - құрғақ топырақтың бастапқы тығыздығы, г/см³;

ρ_g - гипс түйіршіктерінің тығыздығы, г/см³;

β - сілтісіздену дәрежесі, бірліктің бөліктері;

n - саздақтар үшін 1, ал, құмайтар үшін - 1/3 тең етіп алынатын еселік.

5.3.4 Тұзды топырақтардың ε_{sf} және p_{sf} сипаттамаларының есептік мәндері, олардың анықталулар нәтижелерінің орташа мәні ретінде есептелінеді [2].

5.3.5 Тұзды топырақтардан құралған негіздерді есептегенде, олардың шөккіштік немесе ісінулік қасиеттерін ескеру керек.

5.3.6 Тұзды топырақтардан құралған негіздердің есептік кедергілері - R ұзақ сулануы және тұздардың сілтісізденуі мүмкін болса, суға қаныққан күйдегі топырақтардың тұздары сілтісізденгеннен кейінгі беріктік сипаттамаларының есептік мәндерін қолдану арқылы анықталынады.

5.3.7 Негіз деформациялары, табиғи ылғалдылықта, сыртқы жүктеме тудырған және суффозиялық шөгулердің, сонымен қатар лықсып шөгу, ісіну немесе кеберсу мәндерінің қосылуымен анықталады, егер тұзды топырақтар шөккіш немесе ісінбелі болса.

5.3.8 Суффозиялық шөгулердің ең жоғары және орташа мәндері, әркелкілігі және жеке іргетас пен бүкіл ғимараттың жантаюы, негіз сулануының әркелкілігі, ғимарат пішіні немесе жеке іргетас шектеріндегі сүзілу ағынының сұлбалары, топырақтағы тұздардың негіз ауданы мен тереңдік бойынша таралуын әртектілігі ескеріле есептелуге тиісті.

5.3.9 Оңай еритін тұздар енген сазбалшықты топырақтардан және гипстелген құмдардан құралған негіздің суффозиялық шөгуінің есептелінуі, сығылу тереңдігімен шартты түрде шектелген қабат бойынша жүргізілінеді. Және де, сығылу қабатындағы топырақтар толық сілтісіздендірілген деп қабылданады, яғни, [6] бойынша анықталатын сілтісіздену дәрежесі $\beta = 1$.

5.3.10 Сазбалшықты гипстелген топырақтардан құралған негіздердің суффозиялық шөгулерін есептегенде:

- гипс сілтісізденуі мүмкін зонаның ұзындығы(сілтісізденетін зона H_1), сүзілетін сұйықтың гипспен қанығу шегінің шартымен шектелген;

- сүзілу кезінде қалыптасқан сілтісіздену зонасында өзгерістер жүріп жатады, яғни оның ұзындығы ұлғайып, сүзілу ағынының бағытындағы топырақтағы гипс мөлшері азаяды;

- негіздің суффозиялық шөгулері тек сілтісізденетін зонада ғана пайда болады, деп қабылданады.

5.3.11 Гипстелген сазбалшықты топырақтардан құралған негіздің суффозиялық шөгуін есептелгенде, іргетас негізіндегі сүзілу ағынының екі сұлбасы ажыратылуға тиісті. H_c тереңдігі сығылу қабатының шегі ретінде қабылданады.

5.3.12 Гипстелген сазбалшықты топырақтардан құралған негіздің суффозиялық шөгуін, тік бағыттағы сүзілу кезінде есептегенде, іргетас негізіндегі суффозиялық шөгу

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

зоны, іргетасқа түскен жүктеме мен топырақтың өз салмағы тудыратын қосындылық тік кернеулер, p_{sf} суффозиялық қысымның бастапқы қысымына тең, H_c тереңдігімен шектеледі.

5.3.13 Тұзды топырақтардан құралған негіздің, тік бағыттағы сүзілу кезіндегі, суффозиялық шөгуі s_{sf} , см, келесі формула бойынша анықталады:

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i, \quad (55)$$

мұнда σ_{zp} - сыртқы жүктеме мен топырақтың өз салмағы σ_{zg} тудыратын қосындылық тік кернеуге тең P , қысым әсер ететін i -қабатының $\varepsilon_{sf,i}$ -салыстырмалы суффозиялық сығылу, см;

h_i -топырақтың i қабатының қалыңдығы;

n - тұзды топырақтың суффозиялық шөгу зонасы бөлінген қабаттар саны.

5.3.14 Компрессиялық-сүзілу сынақтары [6] бойынша, салыстырмалы суффозиялық сығылу ε_{sf} келесі формуламен анықталады:

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}}, \quad (56)$$

мұнда: $h_{sat,p} - p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ қысымындағы суланудан кейінгі топырақ сынамасының биіктігі;

$h_{sf,p} - p$ қысымындағы, ұзақ сүзілу мен тұздардың сілтісізденуінен кейінгі сол сынаманың биіктігі;

$h_{ng} - p = \sigma_{zg}$ ылғалы табиғи ылғалдығына тең сол сынаманың биіктігі.

$\varepsilon_{sf} = 0,01$ болған жағдайдағы қысымға сай келетін суффозиялық сығылудың бастапқы қысымы p_{sf} .

ε_{sf} және p_{sf} мәндері топырақтардың ұзақ суландырылумен жүргізілетін далалық штамптық сынақтар [4] арқылы да анықталынуы мүмкін.

5.3.15 Сүзілу жағдайындағы негіздер деформациялары, іргетас ауданының немесе ғимарат пішінінің шектеріндегі негіз топырақтарының деформациялық қасиеттерінің әртектілігі мен көлденең бағыттағы сілтісізденетін зонаның уақыт бойынша қалыптасуы ескеріле, есептелуге тиісті. Сүзілу кезіндегі дей есептік уақытқа сай келетін іргетас негізіндегі сілтісізденетін зонаның (оның ұзындығы мен ондағы гипстың таралуы) күйін анықтау қажет. Сілтісізденген зонаның анықталған күйі үшін іргетас жақтарының шөгуі мен оның жантаюы есептелінуге тиісті. Топырақтағы гипстың гипсталған қабаттың тереңдігі бойынша таралуының бастапқы мөлшері тұрақты деп қабылданады ($d_0 = \text{const}$).

5.3.16 Іргетас жақтарының сүзілу кезіндегі шөгулерінің есептелуіне, ауыспалы төсеніш коэффициентімен сипатталатын, негіздегі құрылымдардың есептеу әдісін пайдалану ұсынылады. Есептік сұлба, бірінде ұзындығы сілтісіздену зонасының ұзындығына тең, екі бөлікті қарастырады. Біріншісіндегі, суландыру көзіне жақын жердегі, төсеніш коэффициенті c_{min} -дан, іргетастың бір жағының астында, сілтісізденетін зонаның шекарасындағы c_{max} -ға дейін өзгереді.

5.3.17 Тұзды топырақтардан құралған негіздердің есептік шөгулері шекті мәндерінен асатын немесе негіздің жеткіліксіз көтеру қабілеті жағдайларында келесі шаралар қарастырылуға тиісті:

- судан қорғау;
- құрылымдық;
- тұзды топырақтарды, сазбалшықты топырақтардан төсем қарастыра, толық немесе бөлшектеп сырып алу;
- тұзды топырақ қабатын іргетастармен, сонын ішінде қадалармен тіліп өту;
- нығайту, тығыздау немесе бейтараптау (топырақтарды тұздардың еруін болдырмайтын ерітінділермен қанықтыру);
- топырақтарды алдын ала тұзсыздандыру;
- судан қорғайтын және құрылымдық шаралар енгізілген шалар кешені, сондай-ақ топырақтық төсем орнату.

Ғимарат негізінде, сазбалшықты топырақтан төсем орнату кезіндегі тұздардың шекті мөлшері мен топырақтың тығыздалу дәрежесі, арнайы зерттеулер мәліметтері бойынша анықталуға тиіс және негізге берілетін жуктемелерге, топырақ қасиеттеріне, ғимараттың жауапкершілік деңгейі мен құрылымдық ерекшеліктеріне, негіздің сулануы мүмкін жағдайларына байланысты өзгереді.

Тұзды топырақтардағы іргетастарды жобалағанда іргетас діңін сулар мен топырақтардың жегілік әсерінен қорғайтын шаралар қолдану керек.

Қатты-және тым аса тұзды топырақтарда [8] келесі шаралар қолдану ұсынылады:

- сүзілу ағынын тоқтату немесе тежеу (су өтпейтін тосқауылдар орнату: балшықтық, силикаттық, битумдық, цементтік);
- жерасты суларының еріту қабілетін төмендету (сүзілу ағынын тұздармен қанықтыру).

6 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ

6.1 Энергия тұтынуды қысқарту

6.1.1 Пайдаланушылық электр шығындарын төмендету мақсатында, үймереттің көлемдік-жоспарлау шешімдерін, сыртқы көрініс беттері ауданының, ішіндегі көлемге деген қатынасына тең, жинақтылық көрсеткішінің ең төменгі мәнімен қабылдау орынды.

6.1.2 Үймереттердің энергия тиімділігін арттырудың ұсынылатын техникалық құралдары:

- а) энергияның балама көздерін пайдалану;
- б) жылу сорғыларын қолдану;
- в) жылыту жүйелерінің температурасын төмендету;
- г) қасбеттер мен төбелердің жақсартылған жылуокшаулауы;
- д) желдету жүйелері мен таратқыш сорғылардың жұмысын орталықтандырылған түрде жүргізу;
- и) артық технологиялық жылуды пайдалану.

6.1.3 Үймереттердің энергия тиімділігін арттыру мақсатында:

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

а) үймереттің күн шығысына қарай, тиімді орналасуы, үй-жайлардың пайдаланылуына қарай бөлінуі, соның ішінде, микроклиматтың температуралық-ылғалдық өлшемдері бойынша;

б) жаңа бірегей шешімдер негізінде, үймереттердің көлемдері мен аудандарының меншікті үлесін азайту;

в) қоршағыш құрылымдар ауданын қысқартуға мүмкіндік беретін, кейінірек блоктандырылатынын ескере үймереттерді модульдардан құрастыру;

г) күн шығысына байланысты орнатылуына қарай, жарықты өткізетін және өткізбейтін қоршаулардың арақатынастарын үйлестіру;

д) көпқабатты қоршағыш құрылымдардың және полимерлік жарық өткізетін қоршаулардың жаңа түрлерін табу (желдегілетін, гелиобайланысты, реттелетін және т.б.);

е) көтергіш құрылымдарды заманауи энергия үнемдеу машиналық технологиясының негізінде әзірлеу.

6.1.4 Артық жылууды, суық аймақтарды, жерлерді жылыту үшін пайдалануға болады (тікелей пайдалану, утилизаторларды орнату, жылусорғыларының көмегімен оазистер жасау).

6.1.5 Жылдың суық кезеңдеріндегі жылындырылынуы жеткіліксіз өндірістік үймереттердегі жылу шығындарының қысқартылуы инфрақызыл газбен нақты жерлерді жылыту, жергілікті жылытуды бүркеу жасау көмегімен және т.б. жүзеге асырылуы мүмкін.

Инфрақызыл сәуле шашу жүйесі, бөлменің биіктігі бойынша температураны біркелкі таратады, сонымен қатар, оны қолданғанда, ауа температурасын нормативтік мәнінен 4 °C - 5 °C төмен ұстауға болады. Ауаны жергілікті өзгерту және рециркуляция, сондай-ақ, қабылдағыш қымтаулар көмегімен ауа алмасуының қысқартылуы мүмкін.

6.1.6 Ауа алмасуына жоғары талаптар қоятын өндірістер үшін (1,5-есе және одан да жоғары) ауа рекуператорларын пайдалануға болады.

6.1.7 Әкімшілік-тұрмыстық үй-жайлар өндірістік үймереттер ішінде орналастырылуы, жылыту, желдету және кондиционерлеу жүйелеріне қарасты шығындарды азайтуға Қазақстан Республикасының заңы «Техникалық реттеу жөнінде» сәйкес мүмкіндік береді.

6.2 Табиғи ресурстарды тиімді пайдалану

6.2.1 Қала және қала маңындағы аймақтардың құрылыстары мен жоспарлау жобаларында, табиғи құнды ландшафттарды тиімді пайдалану және оларды қорғау, ландшафттық-рекреациялық төңіректерді белгілеу, олардың тұрақтылығына сәйкес ландшафтқа рекреациялық жүктемелерді шектеу, ерекше қорғалатын аймақтардың— мемлекеттік қорықтар және қаумалдар, табиғи ұлттық бақтар, ботаникалық және дендрологиялық бау-бақшалар, сондай-ақ, табиғат - ормандық, сулық және геологиялық, ескерткіштерінің, күйлік талаптарын сақтау шаралары қарастырылуға тиісті.

6.2.2 Экономикалық тұрғыда, экологиялық талаптарға, сондай-ақ табиғи су қорларының шектелуіне байланысты, өнеркәсіптік кәсіпорындарында техникалық сумен қамту жүйелерінің айналымдық түрін пайдалану керек. Техникалық сумен қамтудың айналымдық жүйелерінде су бірнеше қайта пайдаланылады.

6.2.3 Пайдалану кезінде су сапасының өзгеруіне байланысты, айналымдық сумен

қамту келесі түрлерге бөлінеді:

- пайдаланғанда тек қыздырылатын суға арналған «таза циклдар»;
- тек ластанатын суға арналған «лас циклдар»;
- пайдаланғанда қыздырылатын және ластанатын суға арналған «аралас циклдар».

6.2.4 Ормансыз және аз орманды аудандарда орналасқан қалалық және ауылдық елді мекендердің маңында желден қорғайтын және жаға бекітетін орман жолақтарын құру, баурайларды, жыралар мен сайларды көгалдандыру қарастырылғаны дұрыс.

6.2.5 Құрылыстық жұмыстарды орындағанда, табиғи ресурстарды тиімді шығындаудың келесі бағыттарын қарастырған жөн:

- қолданыстағы нормативтерге сәйкес, үнемі, уақытша және бір реттік пайдалану үшін берілетін жер аудандарын қысқарту; ауыл шаруашылығында пайдаланылатын жерлерді, әсіресе шабындық алқаптарды және өзендер бойындағы ормандық су қорғау жолақтарын; балық шаруашылығы су қоймаларына тікелей жақын жатқан басқа жерлерді, барынша сақтау;

- ғимараттарда табиғи ресурстардың пайдаланылу көлемін азайту (топырақ, минералдық материалдар, орман, беткі топырақ және т.б.);

- уақытша және бір реттік пайдалануға, рекультивацияға берілген жерлердегі топырақтың құнарлы қабатын сақтау; барлық жануарлар мен балықтардың ұдайы өндірісі мен өмір сүру орталарын қалпына келтіру;

- табиғи жағдайларды өзгертетін жағымсыз гео және гидродинамикалық құбылыстардың (эрозия, құрғату, батпақтану, көшкіндер және т.б.) туындау мүмкіндігін, сондай-ақ жұмыстарды орындау салдарынан табиғи су қоймаларының гидрологиялық және биологиялық күйлерінің өзгеруін болдырмау.

6.3 Құрылыста және жобаларда ескерілетін экологиялық талаптар

6.3.1 Негіздерді, іргетастарды және жерасты ғимараттарын жобалауда, зиянды және жайсыз экологиялық және олармен байланысты әлеуметтік, экономикалық және басқа жағымсыз салдарды болдырмау, барынша азайту немесе жою мақсаты бар талаптар орындалуға тиісті.

6.3.2 Құрылыста және жобалауда ескерілетін экологиялық талаптар орындалатын инженерлік-экологиялық ізденістер нәтижелеріне негізделеді. Осы ізденістер кезінде, құрылыс ауданындағы қоршаған ортаның қазіргі жағдайы бағаланады және құрылыс нысанының қоршаған ортаға деген әсеріне болжам жасалады (ҚОӘБ)

6.3.3 Негіздерді, іргетастарды және жерасты ғимараттарды, инженерлік-экологиялық ізденістер нәтижелерін ескере жобалау және орнату кездерінде, құрылыс нысандары мен адамдарды, орын алған, жағымсыз әсерлерден қорғайтын және экологиялық жағдайды нашарлатпайтын жобалық шешімдер таңдап, тиісті шаралар қабылдау керек.

Жоба нұсқаларын таңдағанда экологиялық мәселелерді шешу ретін ескерген жөн.

6.3.4 Болжамды құрылыс аймағында (алаңында) ҚОӘБ орындауда анықталған, қоршаған ортаны ластайтын келесі себептердің көріну мүмкіндігін ескерген жөн:

- топырақтың және жердің органикалық, радиоактивтік және уытты-химиялық заттармен ластануы;

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

- органикалық және органикалық емес заттармен және ауыр металдармен беттік және жерасты суларының ластануы;

- жер бетіндегі радон ағынының болуы;

- құрылыс қоқыстары және тұрмыстық қалдықтарының бұрынғы үйінділерінен әр түрлі газдардың (метан, сутегі, көміртектер және басқа уытты газдардың) шығуы.

6.3.5 Қоршаған ортаның ластануы нормативтік деңгейлерінен асқанда, келеңсіз салдарды жою немесе азайту үшін, тиісті шараларды қарастырған жөн:

- химиялық, термиялық немесе биологиялық әдіспен ластанған топырақтарды тазалау немесе алаң аумағынан сырып алып, келісілген орындарға көму;

- үймереттердің радонға қарсы қорғауын орнату (түрлі желдету әдістерін қолдану);

- желдетілетін еденасты, газды ұстауға арналған әр түрлі кедергілерді (қалқандарды) құру;

- құрылыс нысанына, ластанған беттік және жерасты суларынан су басу қауіпі төнгенде, қорғау ғимараттарын (дамбаларды, кемерлерді, судан қорғау қабырғаларын, сүзілуге қарсы бүркеулерді және т.б.) орнату.

6.3.6 Ғимараттардың тұрғызылу және пайдаланылу кездеріндегі, қоршаған ортаға деген кері әсері келесі жайттардан көрінілуі мүмкін:

- жердің, топырақтардың және жерасты суларының, қалыпты пайдалану және апаттың күйлеріндегі, сондай-ақ, негіз топырақтарының техникалық мелиорациясы нәтижесінде (химиялық бекіту, цементтеу, тоңдандыру және т.б.) химиялық ластануы;

- жерасты суларының күйі мен деңгейінің өзгеруі, молықтыратын және азайтатын жағдайлардың өзгеруімен, деңгейінің көтерілу немесе төмендеуімен анықталады. Барраждық әсердің нәтижесінде және техногендік молығу салдарынан жерасты сулары деңгейінің көтерілуі, аймақты, соның ішінде, ғимараттар жертөлелерін су басу себебі болуы мүмкін. Құрылыстық су тарту және дренаж салдарынан, жерасты сулары деңгейінің төмендеуі, жердің отыруына және тұрған құрылыстардың қауіпті деформацияларына апаратын топырақтың суффозия және тығыздалу себебі болуы мүмкін;

- карст, суффозия, шөккіндер және басқалары сияқты қауіпті геологиялық және инженерлік-геологиялық үрдістердің күшейуі жердің опырылуын және ғимараттардың деформацияларын тудыруы мүмкін;

- қадалар немесе шпунттар қағылғандағы, негіз топырақтары тапталып тығыздалғандағы және басқа да дірілдік, динамикалық және шулық әсерлер, жақын орналасқан ғимараттардың деформацияларына әкелуі, суффозияны, шөккіндерді, деңгейі санитарлық нормаларындағыдан асатын, шудың пайда болуын қоздыруы мүмкін;

- әр түрлі физикалық өрістердің (жылулық, электромагниттік, электрлік және т.б.) пайда болуы.

6.3.7 қоршаған ортаны, құрылыстың келеңсіз әсерінен, қорғау іс-шараларын әзірлеу үшін, қажетті жағдайларда, болжамдық есептеулерді жүргізген жөн:

- созылған жерасты ғимараттары орнатылғандағы барраждық әсерді, сүзілуге қарсы бүркеулерді, қазаншұңқырлардың қоршаушы құрылымдарын, бөлу қабырғаларын және т.б. есептеу;

- жерасты суларының деңгейінің төмендеуіне байланысты жер бетінің отыруын бағалау;

- қолайсыз инженерлік-геологиялық және геологиялық үрдістердің (карсттың, суффозияның, шөккіндердің және т.б) дамуын болжамдау;
- негіз топырақтарының химиялық бекітілуінің топырақтар және жерасты суларының қасиеттеріне тигізетін әсерін бағалау;
- құрылыс барысындағы дірілдік және динамикалық әсерлердің, жақын орналасқан ғимараттардың құрылымдары мен олардың негіздеріне тигізетін әсерін бағалау және басқа да есептеулер.

Күрделі жағдайларда, болжамды сандық түрде бағалау үшін математикалық үлгілеуді қолданған жөн.

6.3.8 Қоршаған орта құрамдастарының өзгерулеріне жасалған сараптама негізінде, халықты және аймақтың табиғи кешенін қолайсыз үрдістерден қорғау шаралары (топырақтарды және жерасты суларын ластанудан қорғау, сукорғау, карстка қарсы, шөккінге қарсы және басқа да іс-шаралары) негізделініп қабылданады.

Бұл іс-шаралар, қоршаған ортаға тиетін кері ықпалдардың төмендеуін немесе жойылуын және апаттар пайда болу ықтималдығының азаюын қамтамасыз етуге тиісті.

Қажетті жағдайларда, құрылыстың қоршаған ортаға тигізетін әсеріне экологиялық мониторинг ұйымдастырған жөн.

***7 СУ ҚАНЫҚПАҒАН БИОГЕНДІ ТОПЫРАҚТАРДА ЖӘНЕ ТЕЛІМДЕРДЕ ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

7.1. Су қанықпаған биогенді топырақтармен (перфорацияланған, шымтезек және сапропельдермен) және сулармен немесе осы топырақты қамтитын негіздер олардың үлкен қысылуын, уақыт пен осыған байланысты тұрақтандырылмаған жағдайдың, беріктілік, деформациялық және сүзу сипаттамаларының Елеулі өзгеруін және анизотропиясының туындауын және негіздің шоғырлану процесінде олардың өзгеруін, сондай-ақ едәуір тиксотропиясының туындауын ескере отырып жобалануы керек.

Сондай-ақ, биогенді топырақтар мен тұнбалардағы жер асты сулары, әдетте, жер асты конструкцияларының материалдарына қатты агрессивті екенін ескеру қажет.

7.2. Биогенді топырақтар мен тұнбалардың деформациялық, беріктік және сүзгіш сипаттамалары жобаланатын құрылыс негізінің кернеулі жағдайына сәйкес келетін қысым кезінде немесе қысым диапазонында анықталуы керек.

Биогенді топырақтар мен тұнбалардың сипаттамалары топырақ үлгілерін тік және көлденең бағытта сынау кезінде белгіленуі керек.

7.3. Биогенді топырақпен және тұнбалармен қалыптасқан негіздерді есептеу 4-бөлім талаптарына сәйкес негізге жүктемені беру жылдамдығын, негізді шоғырландыру процесінде топырақтағы тиімді кернеулердің өзгеруін, топырақ қасиеттерінің анизотропиясын есепке ала отырып жүргізілуі керек. Бұл ретте топырақты сызықтық шоғырландыру теориясының әдістерін пайдалануға рұқсат етіледі.

Ескертпе – Егер тік және көлденең бағыттар үшін сипаттамалардың мәні 40% - дан аспайтын болса, биогенді топырақтар мен тұнбалар қасиеттерінің анизотропиясын ескермеуге рұқсат етіледі.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

7.4. Іргетастарды күшті мөлшерлегіш топырақтардың, шымтезектердің, әлсіз минералданған сапропельдердің және тұнбалардың бетіне тікелей отырғызуға рұқсат етілмейді.

Егер тікелей іргетас табанының астында қалыңдығы іргетас енінен артық $E < 5$ МПа (50 кгс/см²) деформация модулі бар топырақ қабаты жатса, негіз шөгіндісі іргетас табанының астындағы толық қысымды ескере отырып анықталуы керек.

7.5. Биогенді топырақпен және тұнбалармен қалыптасқан негіздің есептік деформациясы кезінде негіздің шекті немесе жеткіліксіз көтеру қабілеттілігінен артық болған кезде 7.1-7.4-тармақша нұсқауларына сәйкес мынадай іс-шаралар көзделуі керек:

биогенді топырақ қабаттарын және иінді терең іргетастармен толық немесе ішінара кесу;

биогенді топырақты немесе тұнбаны құммен, қиыршық таспен, қиыршық таспен және т. б. толық немесе ішінара ауыстыру.;

құрылыстың негізін немесе құрылыстың барлық алаңын уақытша немесе тұрақты тиеумен топырақты үйінді (шаю) топырақпен немесе басқа материалмен (сүзгілеуші қабатты немесе дренді құрылғымен, негіздің шоғырландыру процесін жеделдету қажет болған жағдайда);

иінді бұрғылау араластырғыш тәсілмен бекіту.

7.6. Тиеуді жобалау 4.10.11-тармақ талаптарын ескере отырып жүргізілуі тиіс. Бұл жағдайда жүк тиеу қабатының жоспарында қалыңдығы, өлшемдері және негіздің шоғырлануының берілген дәрежесіне қол жеткізу үшін қажетті уақыт, сондай-ақ жүктеме астындағы негіздің соңғы шөгіндісі белгіленуі керек.

***8 ЭЛЮВИАЛДЫ ТОПЫРАҚТАРДА ТҮРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

8.1. Элювиалды топырақпен – өзінің пайда болған жерінде қалған және бастапқы жыныстардың құрылымы мен текстурасын қандай да бір дәрежеде сақтап қалған жартасты жыныстардың желдену өнімдерімен қалыптасқан негіздер есепке ала отырып жобалануы керек:

олардың беріктігі мен деформациялық сипаттамаларының үлкен айырмашылығымен топырақтың бар болуына байланысты тереңдігі бойынша және жоспардағы біркелкі емес - түрлі деңгейдегі Жартас және Жартас топырақтарының әртүрлі типтері;

ашық қазаншұңқырларда қайта құру кезінде элювиалды топырақтың (әсіресе ірі сынықты және қатты желді жартасты) беріктігін төмендетуге бейімділік;

қазаншұңқырлар мен іргетастарды орнату кезеңінде оларға суға қанық болған жағдайда элювиальді құмайттар мен шанды құмдардың жүзу жағдайына өту мүмкіндіктері;

$e > 0,6$ кеуектілік коэффициенті және $S_r < 0,7$ ылғалдылық дәрежесі бар элювиалды шанды құмдарда шөгу қасиеттерінің болуы мүмкін.

8.2. Элювиалды Топырақтардың беріктігінің төмендеу мүмкіндігі мен дәрежесі олардың қазаншұңқырларда ашық болу кезінде далалық жағдайларда тәжірибелік жолмен белгіленуі тиіс. Зертханалық жағдайларда топырақты арнайы іріктелген үлгілерде (монолиттерде) анықтауға рұқсат етіледі.

Элювиалды топырақ беріктігінің ықтимал төмендеуін алдын ала бағалау үшін берілген уақыт кезеңі ішінде өзгерісті ескеретін жанама әдістерге: жартасты топырақ тығыздығы; шанды-сазды топырақ пенетрациясының үлестік кедергісі; құмды топырақта мөлшері 0,1 мм-ден кем және ірі сынықты топырақтарда 2 мм-ден кем бөлшектер құрамына рұқсат етіледі.

8.3. Элювиалды топырақпен қалыптасқан негіздерді есептеу 4-бөлім талаптарына сәйкес жүргізілуі керек. Егер элювиальды топырақтар отырғызылатын болса 5-бөлім талаптарын ескеру керек.

8.4. Элювиалды топырақпен қалыптасқан негіздің есептік деформациялануы кезінде негіздің шекті немесе жеткіліксіз көтеру қабілеттілігінен артық болған кезде 8.1-8.3-тармақша нұсқауларына сәйкес мынадай іс-шаралар көзделуі керек:

бастапқы тау-кен жыныстарының сынықтары бар, атап айтқанда жартасты топырақтың тегіс емес беті кезінде құмнан, қиыршық тастан, қиыршық тастан немесе ірі сынықты топырақтан жасалған тығыздалған топырақты бөлу жастықшаларын орнату;

жартасты топырақтарды қосу негізінің жоғарғы аймағынан алып тастау, «қалталарды» және «ұяшықтарды» қопсытуды жартасты топырақтарда қиыршық таспен, қиыршық таспен немесе нығыздау арқылы құммен толық немесе ішінара ауыстыру.

8.5. Негіздер мен Іргетастардың жобасында элювиалды топырақты қазаншұңқырларды орнату кезеңінде атмосфералық әсерлердің және судың бұзылуынан қорғау көзделуі тиіс. Осы мақсат үшін су қорғау іс-шараларын қолдану керек, негіздер құрылғысында және іргетастарды кейіннен тұрғызуда үзіліске жол бермеу керек; қазаншұңқырларда топырақ жетіспеуін қарастыру керек; ұсақ бұрылысты бүркіп тұрған жағдайда ғана жартасты топырақты қазудың жару тәсілін қолдану керек.

***9 ҮЙІНДІ ТОПЫРАҚТА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

9.1. Үйінді топырақпен қалыптасқан негіздер құрамы бойынша олардың біркелкі еместігін, біркелкі қысылмағанын, өздігінен тығыздалу мүмкіндігін, әсіресе діріл әсерлері, гидрогеологиялық жағдайлардың өзгеруі, батыру кезінде, сондай-ақ органикалық қосылыстардың ыдырауы есебінен жобалануы керек.

Ескертпе – Шлактар мен балшықтан тұратын үйінді топырақтарда оларды сумен немесе өндірістің химиялық қалдықтарымен суландыру кезінде ісіну мүмкіндігін ескеру қажет.

9.2. Үйінді топырақтың сығылуының әркелкілігі үйінді Топырақтың құрамы мен қосылуын, себу тәсілін, үйменің негізгі бөлігін құрайтын материалдың түрін ескере отырып орындалатын далалық және зертханалық зерттеулердің нәтижелері бойынша анықталуы тиіс. Үйінді Топырақтардың деформация модулі, әдетте, штампалық сынақтар негізінде анықталуы керек.

9.3. Топырақтар төселген негіздер 4-бөлім талаптарына сәйкес есептелуі керек. Егер үйінді топырақтар шөгінді (отырғызылатын), ісінетін немесе $I_{om} > 0,1$ органикалық заттың салыстырмалы құрамы бар болса, тиісінше 5.1-5.3 бөлімше талаптарын ескеру керек.

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

Негіздің толық деформациясы сыртқы жүктемеден негіз шөгінділерінің және үйінді топырақтың өздігінен тығыздануынан және органикалық қоспалардың ыдырауынан қосымша шөгінділердің, сондай-ақ үйіндінің салмағынан және іргетастан түсетін жүктемелерден төселетін топырақтың шөгінділерінің (шөгінділерінің) жиынтығымен анықталуы керек.

9.4. Үйінді топырақпен қалыптасқан негіздің есептік кедергісі 9.1-9.3-тармақша талаптарына сәйкес анықталады.

Жатқан үйілген топырақтарда тұрғызылатын құрылыстар іргетастарының алдын ала өлшемдері міндетті Б-қосымша бойынша R_0 негіздегі топырақтың есептік кедергілерінің мәндеріне сүйене отырып тағайындауға рұқсат етіледі.

R_0 мәндерін III класты ғимараттар мен құрылыстар іргетастарының түпкілікті өлшемдерін тағайындау үшін де пайдалануға рұқсат етіледі.

9.5. Үйінді топырақпен қалыптасқан негіздің есептік деформациясы кезінде негіздің шекті немесе жеткіліксіз көтеру қабілеттілігінен жоғары 9.1-9.4-тармақша талаптарына сәйкес мынадай іс-шаралар көзделуі керек:

- ауыр тромбовкалармен, дірілдеткіш машиналармен, катоктармен негіздерді беттік нығыздау;
- топырақ қадашаларымен терең нығыздау, дірілді гидротығыздау;
- топырақ жастықшаларының құрылымы (құмды, қиыршық тас, қиыршық тас және т. б.);
- үйінді топырақты терең іргетастармен кесу;
- конструктивтік іс-шаралар.

***10 ӨНДЕЛЕТІН АУМАҚТАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

10.1. Өңделетін аумақтарда тұрғызылатын құрылыстардың негіздері Тау-кен жұмыстарын жүргізу және топырақты игерілген кеңістікке ауыстыру нәтижесінде жылжитын топырақтың көлденең деформацияларымен ілесе жүретін жер бетінің біркелкі шөгуін ескере отырып жобалануы тиіс.

Жер бетінің деформация параметрлері, оның ішінде беттің қисықтығы, оның көлбеу және көлденең орын ауыстырулары, сондай-ақ тік кемерлер өңделетін аумақтарда ғимараттар мен құрылыстарды жобалау бойынша ҚНЖЕ талаптарына сәйкес анықталуы керек. Құрылыстың іргетастары мен іргетастарының іргетастарын есептеу үшін негіз болып табылатын бұл параметрлер топырақ сипаттамаларының есептік мәндерін тағайындау кезінде ескерілуі керек.

10.2. Жер бетінің деформациясы нәтижесінде іргетастарға әсер ететін күштерді анықтау үшін топырақтың беріктілік және деформациялық сипаттамаларының есептік мәндерін (1) формула бойынша $\gamma_g = 1$ сенімділік коэффициентін ескере отырып, нормативтікке тең қабылдау керек.

E_n көлденең бағыттағы топырақтың деформациясы модулінің мәнін шаң-сазды топырақтар үшін 0,5 - ке және E тік бағыттағы топырақтың деформациясы модулінің мәнінен құмды топырақтар үшін 0,65-ке тең қабылдауға рұқсат етіледі.

10.1-кесте - L/H құрылыстың ұзындығына немесе оның биіктігіне қатысты қатты конструктивтік схемасы бар құрылыстар үшін γ_{c2} коэффициенті

Топырақтар	L/H құрылыстың ұзындығына немесе оның биіктігіне қатысты қатты конструктивтік схемасы бар құрылыстар үшін γ_{c2} коэффициенті			
	$L/H \geq 4$	$4 > L/H > 2,5$	$2,5 \geq L/H > 1,5$	$L/H \geq 1,5$
Ұсақ және шаңды топырақтарды қоспағанда, құмды толтырғышы бар ірі сынықты және құмды	1,4	1,7	2,1	2,5
Ұсақ құм	1,3	1,6	1,9	2,2
Шаңды құмдар	1,1	1,3	1,7	2,0
Тозаң-сазды толтыр-ғышы бар ірі сынықты және $I_L \leq 0,5$ ағымдылық көрсеткіші бар тозаң-сазды	1,0	1,0	1,1	1,2
Тозаң-сазды толтыр-ғышы бар ірі сынықты және $I_L > 0,5$ ағымдылық көрсеткіші бар тозаң-сазды	1,0	1,0	1,0	1,0

10.3. R негізінің топырақтарының есептік кедергілері 10.1-10.2-тармақшалары талаптарына сәйкес анықталуы керек. Бұл ретте, тұйықталған контуры бар қабаттық және іргетас белдеуі бар қатты конструктивтік схема құрылыстары үшін (7) формуладағы γ_{c2} жұмыс жағдайының коэффициентін 8-кесте бойынша қабылдау керек; қалған жағдайларда - $\gamma_{c2} = 1$.

10.4. Іргетастардың, оның ішінде плиткалардың табаны астындағы топыраққа шеттік қысым, өңдеу кезінде жер бетінің деформациясы туындататын қосымша сәттерді ескере отырып анықталуы керек.

Шеттік қысым $1,4R$ аспауы керек және бұрыштық нүктеде - $1,5R$, ал тең әсер ететін жүктеме іргетас табаны қимасы ядросының шегінен шықпауы керек.

10.5. 6-кестеде көрсетілген жағдайларда, сондай-ақ егер құрылыстардың конструкциялары жер бетінің біркелкі шөгуін ескере отырып жобаланатын болса негіздердің деформациясын есептеуді жүргізбеуге болады,

Отырғызылатын топырақпен салынған алаңдарда құрылыстардың конструкциялары оларды өңдеуден және топырақ шөгінділерінен болатын деформациялаудың ықтимал бірлескен әсерін ескере отырып жобалануы керек.

10.6. Өңделетін аумақтарда тұрғызылатын құрылыстар үшін мынадай конструктивтік схемалардың іргетастары қолданылуы керек:

- қатты (плиталы, темір бетонды белдігі бар таспалы, олардың арасындағы кергіш-байланыстары бар бағаналы және т. б.);

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

- тегіс (жекелеген элементтер арасындағы сырғанаудың көлденең тігістері бар іргетастар, топырақтың көлденең жылжуы кезінде көлбеу мүмкіндігі бар тік элементтері бар іргетастар);

- аралас (жоспарлау деңгейінен немесе жертөле еденінен төмен сырғу тігістері бар қатты іргетастар).

Іргетастың конструктивтік схемасы жер бетінің есептік деформациясына, фундаментті конструкциялардың қаттылығына, негіз топырақтарының деформациясына және т. б. байланысты қабылдануы керек.

Ескертпе – Жоғары қабатты және мұнара үлгісіндегі ғимараттар үшін еңіс іргетастарды қолдануға рұқсат етілмейді.

10.7. $E < 10$ МПа (100 кгс/см^2) формуласы бар топырақпен салынған алаңдарда, сондай-ақ алаңның гидрогеологиялық жағдайларының өзгеруі салдарынан негіз топырақтарының құрылыс қасиеттерінің күрт нашарлауы мүмкін болған жағдайда, өңдеу кезінде қада немесе плиткалық іргетастарды қабылдау ұсынылады.

Егер негіздің жоғарғы аймағында үйінді, биогенді және шөгінді топырақ қалыңдығы шектеулі қабаттар жатса, осы қабаттарды іргетастармен кесуді қарастыру керек..

10.8. Іргетастарға және құрылыс конструкцияларына жер беті деформациясының жағымсыз әсерін төмендететін негізгі іс-шараларға мыналар жатады:

- а) топырақпен жанасатын іргетастар бетінің азаюы;
- б) құрылыс бөлігі шегінде бір деңгейде іргетас белдігін салу;
- в) іс жүзінде қысылмайтын топырақпен қалыптасқан негіздерде топырақ жастықшаларын орнату;
- г) жертөлелер мен техникалық астауларды құрылыс бөлігінің барлық алаңы астында орналастыру;
- д) қазаншұңқырлардың қуысын топырақпен жабу және Іргетастардың үстіңгі қабатымен жанасуда аз ілінуі және үйкелуі бар материалдардан жасалған топырақ жастықшаларын орындау;
- е) ғимарат периметрі бойынша уақытша өтемдік траншеяларды өңдеу алдында үзінді.

***11 СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

11.1 Сейсмикалығы 7 және одан жоғары аудандардағы құрылыстардың негіздері сейсмикалық аймақтарда жобалау бойынша ҚР ЕЖ талаптарына сәйкес сейсмикалық әсерлерді есепке алу үшін жобалануы керек.

Сейсмикалығы 7 баллдан кем аудандарда негіздерді сейсмикалық әсерлерді есепке алмай жобалау керек.

11.2 Сейсмикалық әсерлерді есепке алудан негіздерді жобалау жүктемелер мен әсерлер бойынша ҚР ЕЖ талаптарына сәйкес анықталатын жүктемелердің ерекше үйлесіміне көтергіш қабілеті бойынша есептеу негізінде, сондай-ақ сейсмикалық

аймақтардағы ғимараттар мен құрылыстарды жобалау бойынша ҚР ЕЖ талаптары бойынша орындалуы керек.

Іргетастардың алдын ала өлшемдерін деформациялардың негізін жүктемелердің негізгі үйлесіміне (сейсмикалық әсерлерді есепке алмағанда) есептеу арқылы анықтауға рұқсат етіледі.

Ескертпе

Сейсмикалық аудандарда жобалау кезінде инженерлік-геологиялық ізденістер материалдарына қосымша, егер бар болса, құрылыс алаңының сейсмикалық шағын аймақтандыру деректерін пайдалану қажет.

11.3. Күш түсетін қабілеті бойынша негіздерді есептеу жағдайға сүйене отырып, іргетас беретін орталықтан тыс жүктеменің тік компонентінің әсерінен жүзеге асырылады

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (11.1)$$

мұнда N_a – арнайы комбинациядағы есептелген орталықтан тыс жүктеменің тік компоненті ;

$N_{u,eq}$ – сейсмикалық әсерлер кезінде негіздің шекті кедергі күшінің тік құраушысы, төменде келтірілген әдістеме бойынша анықталады;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмикалық қасиеттері бойынша I, II және III типті топырақтар үшін тиісінше 1,0; 0,8; 0,6 тең қабылданатын жұмыс жағдайларының сейсмикалық коэффициенті, сонымен қатар, 1, 2 және 3 жер сілкіністерінің қайталануы бар аудандарда салынатын құрылыстар үшін $\gamma_{c,eq}$ мәні тиісінше 0,85; 1,0 және 1,15-ке көбейтіледі (сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ түрлері және жер сілкіністерінің қайталануы ҚР ҚЖ 2.03-30-2017 сәйкес сейсмикалық аймақтарда жобалау және салу бойынша анықталады);

γ_n - 4.10.2-тармақ нұсқаулары бойынша қабылданатын құрылыстың мақсаты бойынша сенімділік коэффициенті.

Сейсмикалық тербелістерді бастан кешіретін негіздердің көтергіштік қабілетін есептеу кезінде p_0 және p_b , кПа шекті қысым эпюрасының ординаттары іргетас табанының шеттерінде (11.1-суретті қараңыз) мына формулалар бойынша анықталады:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_1 d + (F_1 - I) C_l / \tan \varphi_l; \quad (11.2)$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_l b (F_2 - k_{eq} F_3), \quad (11.3)$$

мұнда ξ_q , ξ_c , ξ — (34) формула бойынша анықталатын, бірақ іргетас табанының l ұзындығы мен b енін жүктемелердің эксцентриситетінің мәндеріне азайтпай анықталатын, пішін коэффициенттері;

F_1 , F_2 және F_3 — φ_l ішкі үйкеліс бұрышының салалы мәніне байланысты 11.1-кесте бойынша айқындалатын коэффициенттер;

γ'_1 және γ_l — тиісінше іргетастың табанынан жоғары және төмен орналасқан топырақтың меншік салмағының есептік мәндері, кН/м³ (су тірегінен жоғары орналасқан топырақтар үшін жер асты суларының өлшемдік әсерін ескере отырып);

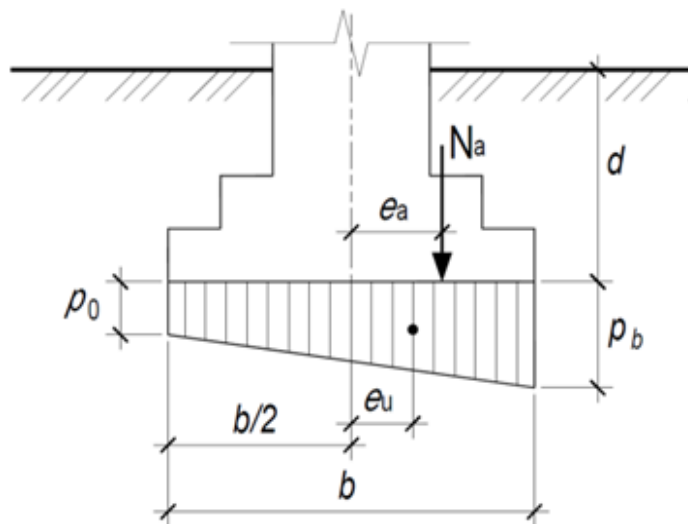
ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

d — іргетастың салыну тереңдігі, м (іргетастың әртүрлі жақтарынан біркелкі емес тік жүктелу жағдайында, мысалы, жертөле жағынан ең аз тиелуге сәйкес келетін мән қабылданады);

k_{eq} — құрылыс алаңдарының сейсмикалығы тиісінше 7, 8, 9 және 10 балл болған кезде 0,1; 0,2 ; 0,4 және 0,8-ге тең қабылданатын коэффициент.

Ескертпе

(11.3) формулада $F_2 < k_{eq}F_3$ кезінде p_b p_0 -ға тең қабылдау керек.



11.1-сурет. Сейсмикалық әсер ету кезінде іргетастың табаны астындағы шекті қысым эпюрасы

11.1-кесте. Сейсмикалық әсер ету жағдайларында p_0 және p_b шекті қысымының ординаттарын анықтауға арналған коэффициенттер

φ_I	$\text{tang}\varphi_I$	Коэффициенттер		
		F_1	F_2	F_3
12	0,213	2,31	1,11	4,72
14	0,249	3,33	1,39	5,56
16	0,287	4,41	1,94	6,39
18	0,325	5,28	2,50	7,78
20	0,364	6,67	3,06	8,89
22	0,404	8,32	4,17	11,77
24	0,445	10,36	5,56	14,17
26	0,488	12,96	8,89	18,33
28	0,532	16,32	12,22	22,78
30	0,577	19,72	16,67	28,06
32	0,625	24,44	22,78	35,00
34	0,675	31,11	31,11	43,90

36	0,727	40,56	40,56	56,11
38	0,781	51,67	56,67	72,78
40	0,839	67,78	88,33	90,00
42	0,900	85,00	123,90	138,90
44	0,966	112,95	243,30	199,47
Ескертпе ф ₁ аралық мәндері үшін F_1 , F_2 және F_3 мәндерін интерполяциямен анықтауға рұқсат етіледі.				

e_a , м есептік жүктеменің эксцентриситеттері және e_u , м шекті қысымының эпюралары мына формулалар бойынша анықталады:

$$e_a = M_a / N_a; \quad (11.4)$$

$$e_u = b (p_b - p_0) / [6 (p_b + p_0)], \quad (11.5)$$

мұнда N_a және M_a — есептелген жүктеменің тік компоненті, кН, және момент, кН·м, жүктемелердің ерекше үйлесімі бар іргетастың табанына келтірілген;

p_0 және p_b — (11.2) және (11.3) формулаларындағыдай.

e_a және e_u мәндерінің арақатынасына байланысты $N_{u,eq}$, кН, негізінің шекті кедергі күшінің тік компоненті қабылданады:

$$e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5 b l (p_b + p_0) \text{ кезінде}; \quad (11.6)$$

$$e_a > e_u \quad N_{u,eq} = b l p_b / (1 + 6e_a/b) \text{ кезінде} \quad (11.7)$$

Таспалы іргетастар үшін негіздің жүктемесі мен шекті кедергісі олардың ұзындығының бірлігі үшін анықталады ($l=1$ м)

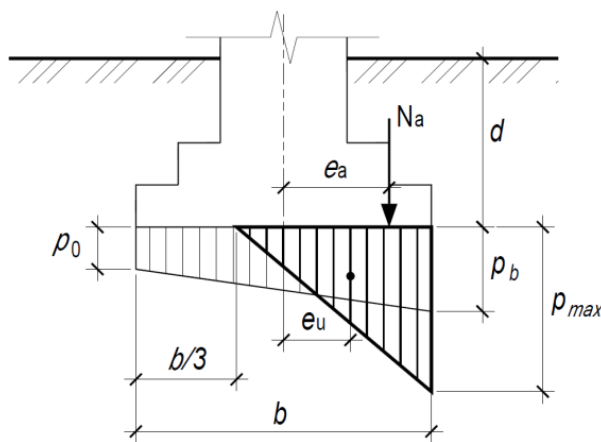
11.4 Екі бағыттағы ерекше үйлесім жүктемесінен моменттердің әсері кезінде негіздің көтергіштік қабілеті бойынша сейсмикалық төзімділігін есептеу бір-біріне тәуелсіз әрбір бағыттағы күштер мен моменттердің әрекетіне бөлек орындалуы керек.

11.5 Сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесімділігіне негіздер мен іргетастарды есептеу кезінде мынадай шарттарды орындау кезінде таспалы немесе бағаналы іргетастың табанын топырақтан ішінара үзілуі рұқсат етіледі (11.2-суретті қараңыз):

- есептік жүктеменің e_a эксцентриситеті аударылатын моменттің әрекет ету жазықтығындағы b іргетас енінің үштен бірінен аспайды;

- негіздің шекті кедергісінің күші шартты іргетас үшін анықталады, оның табанының өлшемі моменттің әрекет бағытында $b_c = 1,5(b - 2e_a)$ қысылған аймақтың мөлшеріне тең болады;

- іргетастың табанының астындағы ең үлкен шеттік қысым, оның топырақпен толық емес байланысын ескере отырып есептелген, негіздің шекті кедергісі эпюрасының шеттік ординатасы мәнінен аспайды.



11.2-сурет. Сейсмикалық әсер ету кезінде ішінара үзілген іргетас табаны астындағы шекті қысым эпюралары.

Іргетастың табанындағы ең үлкен есептеу қысымы мына формула бойынша есептеледі

$$P_{max} = 2 N_a / [3 \cdot l (b/2 - e_a)] \leq p_b, \quad (11.8)$$

мұнда N_a және e_a – бұл да, сол (11.1 және 11.4) формуладағыдай, сонымен қатар $e_a > b/6$.

p_b мәні (11.3) формула бойынша есептеледі, бірақ b_c шартты ені бар іргетас үшін. $e_a > b/6$ кезінде формула (11.7) мынадай сипатқа ие болады

$$N_{u,eq} = 0,5 (b_c \cdot l \cdot p_b) \quad (11.9)$$

11.6 Арнайы үйлесімде көлденең компонент жүктемелері болған кезде, іргетас арқылы жерге ауыстырылған кезде, ығысу үшін іргетастың көтергіш қабілетін тексеру қажет.

Іргетастың табаны бойымен жылжуды есептеу кезінде F_{sa} жүктемесінің көлденең компоненті жағдайға байланысты ескеріледі

$$F_{sa} \leq (Y_{c,eq} / Y_n) [N_a \operatorname{tg} (\varphi_I - \Delta\varphi) + c_I A] \quad (11.10)$$

мұнда $Y_{c,eq}$, Y_n , N_a формуладағы сияқты (11.1);

A – іргетас табанының алаңы;

φ_I және c_I – ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндері және іргетастың астындағы топырақтың меншікті ілінісуі;

$\Delta\varphi$ – ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндерінің төмендеуі құрылыс алаңының есептік сейсмикалығына байланысты қабылданады:

7 балл - $\Delta\varphi = 2^\circ$, 8 балл - $\Delta\varphi = 4^\circ$, 9 балл - $\Delta\varphi = 7^\circ$, 10 балл - $\Delta\varphi = 10^\circ$ ығысуға шекті кедергі күштерін, сондай-ақ сумен қаныққан сазды топырақтардағы белсенді және пассивті қысым мәндерін анықтау.

(11-бөлімнің өзгерт.ред. – ҚТҮКШІК 18.03.2021 ж. №30-НҚ бұйрық)

***12 ЭЛЕКТР БЕРІЛІСІНІҢ ӘУЕ ЖЕЛІЛЕРІ ТІРЕКТЕРІНІҢ НЕГІЗДЕРІН
ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

12.1. Осы бөлімнің талаптары электр берілісінің әуе желілерінің тіректері мен кернеуі 1кВ және одан жоғары ашық тарату қосалқы станцияларының тіректері негіздерін жобалау кезінде сақталуы керек.

Ескертпе – Тіректерді жүктеу сипаты бойынша аралық, анкерлік және бұрыштық болып бөлінеді. Бірлі-жарым жағдайларда, сондай-ақ үлкен өткелдерде қолданылатын тіректер арнайы деп аталады.

12.2. Топырақтың есептік сипаттамалары 4-бөлім талаптарына сәйкес белгіленуі керек.

Деформация бойынша негіздерді есептеу кезінде топырақ бойынша сенімділік коэффициентінің мәнін γ_g тең қабылдауға рұқсат етіледі. Жаппай тіректер үшін сипаттамалардың нормативтік мәндерін ұсынылатын 1-қосымшаның кестесі бойынша қабылдауға рұқсат етіледі, бұл ретте $0,5 < I_L \leq 0,75$ ағымдылық көрсеткіші бар шаң-сазды топырақ үшін келтірілген c_n, φ_n және E мәндерін $0,5 < I_L \leq 1,0$ ауқымына дейін қабылдауға рұқсат етіледі.

Көтеру қабілеті бойынша негіздерді есептеу кезінде топырақ бойынша сенімділік коэффициентінің мәнін 9-кесте бойынша қабылдау керек.

12.3. Деформация және көтеру қабілеті бойынша негіздерді есептеу тіректердің барлық жұмыс режимдері үшін жүргізілуі тиіс. Тірек конструкциясына жел екпінділерінің динамикалық әсері салмақ көтеру қабілеті бойынша негіздерді есептеу кезінде ғана ескеріледі.

Іргетастардың жекелеген блоктарының шөгінділері мен қисаюының шекті мәндері оларды қысу жүктемелерімен жүктеу кезінде міндетті В-қосымша бойынша қабылдау керек.

12.1-кесте - Есептік мәндерді анықтау үшін γ_g топырақ бойынша сенімділік коэффициенті

Топырақтар	Есептік мәндерді анықтау үшін γ_g топырақ бойынша сенімділік коэффициенті		
	тығыздығы ρ_1	ішкі үйкеліс бұрышы φ_1	меншікті ілінісу c_1
Құмды	1,0	1,1	4,0
$I_L \leq 0,25$ ағымдылық көрсеткіші кезіндегі құмайт, саздақ және балшық $I_L \leq 0,5$	1,0	1,1	2,4
$I_L \leq 0,25$ ағымдылық көрсеткіші кезіндегі құмайт, саздақ және балшық $I_L \leq 0,5$	1,0	1,1	3,3

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

12.4. Иірімді топырақпен қалыптасқан негіздерді көтеру қабілеті бойынша есептеу аяз шоғыры күштерінің, тұрақты және ұзақ уақыт жүктемелерінің бір мезгілде әрекетін есепке ала отырып орындалуы тиіс. Аяз шоғырының күші мен қысқа мерзімді жүктемелердің (жел және сымдардың үзілуінен) бір мезгілде әрекетіне тірек негіздерін есептеу талап етілмейді.

12.5. Егер шығару күші іргетас табанына (анкерлік плитаға) қатысты орталық болса және шарт сақталса, онда деформациялар бойынша ойылатын іргетастар мен анкерлік плиталар негіздерінің деформациясын есептеу орындалмауы мүмкін

$$F_n - G_n \cos \beta \leq \gamma_c R'_0 A_0, \quad (12.1)$$

мұнда F_n - шығару күшінің нормативтік мәні, кН (кгс);

G_n - іргетас немесе плитаның салмағының нормативтік мәні, кН (кгс);

β - тігіне қарай сырғанайтын күштің көлбеу бұрышы, град;

γ_c - 11.6-тармағының нұсқауларына сәйкес анықталатын жұмыс жағдайларының коэффициенті;

R'_0 - кері жабу топырағының есептік кедергісі, кПа (кгс/см²), Б-қосымшада міндетті Б.10-кесте бойынша қабылданатын;

A_0 - іргетастың жоғарғы бетінің жазықтыққа проекциясының ауданы, шығару күшінің әсер ету сызығына перпендикуляр, м² (см²).

12.6. Жұмыс шарттарының коэффициенті γ_c (12.1) формуласында мынаған тең қабылданады:

$$\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4$$

мұнда $\gamma_1 = 1,2; 1,0$ және $0,8$ - базасы бар тіректер үшін B (жекелеген іргетастар осьтерінің арасындағы қашықтық), $5; 2,5$ және $1,5$ м тең; B аралық мәндер кезіндегі γ_1 мәні интерполяция бойынша анықталады;

$\gamma_2 = 1,0$ жұмыстың қалыпты және $\gamma_2 = 1,2$ - апаттық және монтаждау тәртіптері үшін;

$\gamma_3 = 1,0; 0,8$ және $0,7$ - тиісінше тіректер үшін: аралық түзу; аралық бұрыштық, анкерлік және анкерлік-бұрыштық, соңғы және тарату құрылғыларының порталдары; арнайы;

$\gamma_4 = 1,0$ және $1,15$ - тиісінше: тіректері топырақта қорғалған тартпалары бар тіректердің анкерлік плиталары; тіректері іргетастарға топсалы тірелген тіректердің анкерлік плиталары үшін.

12.7. Қысылған-аударылатын іргетастардың табаны астында R негіз топырағының есептік кедергісі $\gamma_{c2}=1$ коэффициенті кезінде (7) формула бойынша анықталады.

Бір немесе екі бағытта тік қысу және көлденең жүктемелердің әрекеті кезінде іргетас табанының шетіндегі топыраққа ең үлкен қысым $1,2R$ аспауы керек.

12.8. Шығару жүктемесінің іргетасына (анкерлік плитаға) әсер ету кезінде көтеру қабілеті бойынша негіздерді есептеу

$$F - \gamma_f G_n \cos \beta \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n, \quad (12.2)$$

мұнда F - кН шығару күшінің есептік мәні (кгс);

γ_f - жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті, 0,9 тең қабылданатын;

G_n - іргетас (плита) салмағының нормативтік мәні, кН (кгс);

β - тігіне қарай сырғанайтын күштің көлбеу бұрышы, град.;

γ_c - бірлікке тең қабылданатын жұмыс жағдайларының коэффициенті;

$F_{u,a}$ - шығарылатын іргетас негізінің шекті кедергісінің күші, кН (кгс), 12.9 т. нұсқауларына сәйкес айқындалатын;

γ_n - тіректер үшін тең қабылданатын тағайындалуы бойынша сенімділік коэффициенті:

аралық тікелей - 1,0;

ауырланудан айырмашылығы жоқ анкерлік тікелей - 1,2;

бұрыштық (аралық және аркерлік), анкерлік (тура және соңғы) - 1,3;

ауырланудан айырмашылығы бар, арнайы ашық тарату құрылғыларының порталдары - 1,7.

12.9. Шығарылатын іргетас негізінің шекті кедергісінің күшін $F_{u,a}$ формула бойынша анықтау керек

$$F_{u,a} = \gamma_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos (\varphi_0 - \beta / 2) + A_2 \cos (\varphi_0 + \beta / 2) + 2A_3 \cos \varphi_0] \quad (12.3)$$

мұнда γ_{bf} - кері көму топырағының үлес салмағының есептік мәні, кН / м³ (кгс / см³);

V_{bf} - көлем, м³ (см³), іргетастың (плитаның) жоғарғы бетінің жиектері арқылы өтетін жазықтықтармен түзілетін және \mathcal{A}_i бұрыштарының астына тік қиғашталған пирамида нысанындағы үйкеліс денелері мынаған тең:

төменгі жиегінде $\mathcal{A}_1 = \varphi_0 + \varphi / 2$;

жоғарғы жиегінде $\mathcal{A}_2 = \varphi_0 - \varphi / 2$;

бүйірлік жиегінде $\mathcal{A}_3 = \mathcal{A}_4 = \varphi_0$;

V_f - бөртпе денесінің шегіндегі іргетас бөлігінің көлемі, м³ (см³); анкерлік плиталар үшін $V_f = 0$ қабылданады;

A_1, A_2, A_3 - тиісінше негіздің ішіндегі дене қырының ауданы негізінде іргетастың жоғарғы бетінің төменгі, жоғарғы және бүйір жиектері (плиталар);

c_0 және φ_0 - салыстырмалы ілінісудің есептік мәндері, кПа (кгс / см²), және кері төгілген топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы, тең қабылданатын град:

$$c_0 = \eta c_1; \varphi_0 = \eta \varphi_1; \quad (12.4)$$

мұнда c_1 және φ_1 - 11.2 т. нұсқауларына сәйкес анықталатын, үлестік ілініс пен табиғи қосу топырағының ішкі үйкеліс бұрышына сәйкес есептік мәндері;

η - 10-кесте бойынша қабылданатын коэффициент.

12.2-кесте – Жабу топырағының тығыздығы кезінде η коэффициенті

Кері жабу топырақтары	Жабу топыра-ғының тығыздығы кезінде η коэффициенті, т/м ³	
	1,55	1,7
Шаңды ылғалды және сумен қаныққан құмдардан басқа құмдар	0,5	0,8
$I_L \leq 0,5$ ағымдылық көрсеткіші кезінде шаң-сазды	0,4	0,6

Ескертпе – Ылғал тозаңды құмдар, саз бен саздақтар үшін $0,5 < I_L \leq 0,75$ ағымдылық көрсеткіші кезінде η коэффициентінің мәні және құмайтар үшін $0,5 < I_L \leq 1$ 15% - ға төмендетілуі керек.

***13 ҮЙІНДІ АСТЫНДАҒЫ КӨПІРЛЕР МЕН ҚҰБЫРЛАР ТІРЕКТЕРІНІҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

13.1. Үйінділер астындағы көпірлер мен құбырлар тіректерінің негіздерін осы құрылыстар құрылымының ерекшеліктерін, оларда жұмыс істейтін жүктемелер мен пайдалану шарттарын, инженерлік-геологиялық, гидрогеологиялық және гидрологиялық жағдайларды ескере отырып жобалаған жөн.

13.2. Үйінділер астындағы көпірлер мен құбырлар тіректерінің негіздері көтергіш қабілеті бойынша және деформациялар бойынша есептелуі тиіс.

Үйінділер астындағы көпірлер мен құбырлардың тірек негіздерін көтеру қабілеті бойынша есептеуді көпірлер мен құбырларды жобалау бойынша ҚР ҚН нұсқауларына сәйкес жүргізу қажет.

Деформациялар бойынша көпірлер тіректерінің негіздерін есептеу іргетастардың шөгінділері мен крендерін айқындауды, ал үйінділер астындағы құбыр негіздері үшін - іргетастардың шөгінділерін айқындауды қамтуы керек және В-қосымшаның міндетті талаптарына сәйкес жүргізіледі.

Сыртқы статикалық анықталмайтын жүйелердің көпір тіректері негіздерінің деформациясы бойынша есептеуді негіздердің, іргетастардың, тіректердің іргетас үстіндегі бөлігінің және аралық құрылыстардың өзара іс-қимылын ескере отырып жүргізген жөн.

Көпірлер мен құбырларды жобалау бойынша ҚР ҚН қарастырылған жағдайларда іргетастардың шөгуін есептеуді жүргізбеуге болады.

13.3. $I_L > 0,6$, биогенді топырақтан және тұнбадан шаң-сазды топырақтар жатқан жерлерде, сондай-ақ тұрақсыз беткейлерде құбырдың және оның іргетасының конструкциясы туралы шешім тек құбырдың ғана емес, сонымен қатар оған жапсарлас үйінді учаскелерінің орнықтылығын қамтамасыз ету қажеттілігіне қарай қабылдануы керек.

13.4. 4.3.12-4.3.14-тармақшалары талаптарына сәйкес анықталатын топырақ сипаттамаларының есептік мәндерінің сенімді ықтималдығы α , көтергіш қабілет бойынша негіздемелерді есептеу кезінде көпір тіректері мен үйінділер астындағы құбырлар негіздерінің топырақтары үшін $\alpha = 0,98$, деформация бойынша $\alpha = 0,9$ қабылдануы керек.

13.5. Тіректер мен іргетастар іргетастарының немесе үйінділердің астындағы құбырлардың топырақ жастықшаларының орналасу тереңдігі 4.4.1-4.4.10-тармақша талаптарына сәйкес мынадай нұсқауларды ескере отырып тағайындалуы керек.

Егер су ағысы үшін топырақ шайылуы мүмкін болса, көпір тіректерінің іргетастары су тасқынымен жалпы және жергілікті шайылғаннан кейін тірек орналасқан жерде су ағысы түбінің кеміген белгісінен 2,5 м - ге және ең үлкен су тасқынымен шайған кезде 2,0 м-ге тереңдетілуі керек.

Топырақты шайып алу мүмкіндігі болмаған жағдайда жартас топырақтарындағы көпірлер тіректерінің іргетастары топырақ бетінен немесе су ағысының түбінен кемінде 1 м тереңдеуі керек.

$R_c > 50$ МПа (500 кгс/см²) суға қаныққан күйдегі бір осьтік қысу беріктігінің шегі бар жартасты топырақта іргетастарды 0,1 м кем емес, ал $R_c \leq 50$ МПа (500 кгс/см²) кезінде 0,25 м кем емес тереңдеткен жөн.

Ескертпе – Су ағыны түбінің шайылу тереңдігі Көпірлер мен құбырларды жобалау жөніндегі мемлекеттік нормативтердің нұсқауларына сәйкес анықталуы керек.

13.6. Үйінділер астындағы Көпірлер мен құбырлар тіректерінің іргетастарының салыну тереңдігін кесте бойынша қабылдау керек. 2 жер асты суларының деңгейі $d_w \leq d_f + 2$ м тереңдікте орналасқан кезде, егер 2-кесте талаптары бойынша іргетастарды салу тереңдігі топырақтың қатудың есептік тереңдігінен кем болмауы тиіс, іргетастарды немесе бір жиекті құбырлардың орташа буындарына арналған тесігі 2 м дейінгі топырақты жастықшаларды қоспағанда, барлық іргетастар топырақтың қатудың есептік тереңдігінен кем дегенде 0,25 м төмен тереңдікте болуы керек. Бұл ретте қатудың есептік тереңдігі үшін оның нормативтік мәні қабылданады.

Бір жиекті құбырлардың орта буындарының іргетастарын немесе топырақ жастықтарын 2 м дейінгі саңылаумен топырақтың қату тереңдігін ескерместен салуға рұқсат етіледі.

Іргетастарды салу тереңдігі топырақтың қатуының есептік тереңдігіне байланысты болмаған жағдайда, 2-кестеде көрсетілген тиісті топырақтар. топырақтың қату нормативтік тереңдігінен кем дегенде 1 м төмен болуы керек.

Ескертпе. Диаметрі 2 м және одан жоғары құбырлардың орта буындарының астына іргетастар мен топырақты жастықтардың салыну тереңдігін үйіндінің осіне қарай топырақтың қату тереңдігін азайтуды ескере отырып белгілеу керек.

13.7. Үйінділердің астындағы құбырларды іргетастарға немесе тығыздалған топырақ жастықшаларына салу керек. Іргетастар тұйықталмаған көлденең қимадағы құбырлардың буындары мен бастары үшін міндетті және кез келген конструкциядағы құбырлардың бастары үшін ұсынылады.

Топырақ жастықшаларында құбырлардың бастары салынған жағдайда сүзуге қарсы экрандар қарастырылуы тиіс.

13.8. Құбыр негізіне (пайдалану процесінде құбырлар бойынша су ағызу үшін қажетті еңісті сақтау және оларды төменнен су басудың алдын алу мақсатында) үйіндінің биіктігіне және негіз топырақтарының физикалық-механикалық қасиеттеріне байланысты құрылыс көтергіші берілуі керек.

***14 ҚОРШАЛҒАН АУМАҚТАРДА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ
НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

14.1. Буланған аумақтарда тұрғызылатын құрылыстардың негіздері карсталық деформациялар - опырылулар мен шөгінділердің пайда болу мүмкіндігін және даму ерекшеліктері мен карстовых процестерді ескере отырып жобалануы керек.

14.2. Карстілік деформациялар мынадай параметрлермен сипатталады:

олардың көріну қарқындылығы, яғни аумақ ауданының бірлігіне карстілік деформациялардың орташа жылдық саны;

шөгінділердің орташа және ең жоғары диаметрлерімен, олардың орташа тереңдігімен, ал шөгінділер үшін, бұдан басқа, қисық жер беті және шөгу аймағының шеткі учаскелерінің көлбеуімен.

Карстілік деформациялардың параметрлері инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық жағдайларды талдау негізінде ықтимал-статистикалық және (немесе) Талдамалық әдістерді пайдалана отырып, олардың құрылыстарды пайдалану кезіндегі ықтимал өзгерістерін, деформацияның пайда болу заңдылықтарын, құрылыстың конструктивтік ерекшеліктерін, оның жауапкершілік дәрежесін және пайдалану мерзімін ескере отырып, есептеумен анықталады.

14.3. Қаңылтыр салынған аумақтарда құрылыстарды жобалау кезінде карстілік деформациялардың пайда болу мүмкіндігін болдырмайтын немесе олардың құрылыстарға қолайсыз әсерін төмендететін іс-шараларды қарастыру қажет, оларға жататын:

карст қуыстарын толтыру;

буланған жыныстарды терең іргетастармен кесу;

буланған жыныстарды және (немесе) жоғары жатқан топырақты бекіту;

су қорғаныс іс-шаралары;

қолайсыз техногендік әсерлерді болдырмау немесе шектеу.

14.4. Егер 13.3-тармақта көрсетілген іс-шараларды қолдану арқылы карстілік деформациялардың пайда болу мүмкіндігі толығымен жойылмаса, сондай-ақ оларды қолдану техникалық мүмкін болмаған немесе орынсыз болған жағдайда, карстілік деформациялардың пайда болуын ескере отырып, құрылыстың іргетастары мен конструкцияларының есебінен тағайындалатын конструктивтік іс-шаралар көзделуі керек.

14.5. Бір немесе кешенді іс-шараларды таңдау мүмкін болатын карсталық деформациялар түрлерін және олардың параметрлерін, құрылыстың маңыздылығы дәрежесін, оның конструктивтік және пайдалану ерекшеліктерін ескере отырып, 4.1-тармақ талаптарына сәйкес жүргізілуі керек.

Қабылданған іс-шаралар жапсарлас аумақтарда карст процестерін жандандыруға әкеп соқпауы керек.

Негізделген жағдайларда оны пайдалану кезінде құрылыс аймағында карст процестерінің дамуын бақылауды қарастыру керек.

14.6. Қоршалған аумақтарда тұрғызылатын құрылыстардың негіздерін есептеу 4-бөлім талаптарына сәйкес жүргізілуі керек.

Құрылыстардың негізінде ерекше қасиеттері бар (шөгінді, ісінетін және т.б.), жабылатын топырақтардың үстінде жатқан топырақтар болған кезде осы норманың тиісті бөлімдерінің талаптарын ескеру қажет.

14.7. Құлау пайда болу мүмкіндігімен салынған аумақтарда құрылыстарды жобалау кезінде консоль шығыңқы жерлері бар іргетастарды: кесілмеген таспалы, кеңістіктік-рамалық, жазық және қырлы плиталы қолдану қажет.

14.8. Қолданыстағы құрылыстардың негіздері мен іргетастарын күшейту қажет болған жағдайда:

жекелеген іргетастарды кеңістіктік-рамалық конструкцияларға біріктіру;

консоль шығыңқы, қаттылық белдеулерінің және т. б. құрылысы.;

негіз топырақтарын бекіту;

пайда болған ойықтарды (кұм, қиыршық тас, цемент ерітіндісімен және т. б.) толтыру.

***15 ИІРІМДІ ТОПЫРАҚТА ТҰРҒЫЗЫЛАТЫН ҚҰРЫЛЫС НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

15.1. Иірімді топырақпен салынған негіздер маусымдық қату кезінде осындай топырақтың қабілетін ескере отырып, топырақ бетінің көтерілуімен және іргетасқа әрекет ететін топырақтың аяз шоғыры күштерінің пайда болуымен қоса көлемде ұлғайтылуы тиіс. Ерітілген кезде иілген топырақтың шөгуі болады.

15.2. Иірімді топырақтарға шаңды-сазды топырақтар, шаңды және ұсақ құмдар, сондай-ақ белгілі бір деңгейден жоғары ылғалдылығы бар шаңды-сазды толтырғышы бар ірі сынықты топырақтар жатады.

Жобалау кезінде жер асты суларының деңгейін көтеру және бетін экрандау есебінен топырақтың ылғалдылығын арттыру мүмкіндігін ескеру қажет.

15.3. Иірімді топырақтар сипатталады:

ε_{fh} - суық шоғырының салыстырмалы деформациясы - жүктемеленбеген топырақ бетін қату қабатының қалыңдығына көтеру қатынасы;

p_{fh} - іргетастың табанына қалыпты иірімді аяз шоғырының қысымымен;

τ_{fh} - фундаменттің бүйірлік бетінің бойымен әрекет ететін аязға қатысты күштің меншікті мәні.

15.4. Пучинистік топырақпен салынған негіздерді есептеу аяз шоғырын ескере отырып 4-бөлім талаптарына сәйкес орындалуы керек.

15.5. Іргетастарды қатудың есептік тереңдігінен төмен салу кезінде іргетастардың аяз шоғырының жанама күштерінің әрекетіне орнықтылығын есептеу орындалуы керек.

15.6. Іргетастарды қатудың есептік тереңдігінен жоғары салу кезінде (аз тереңдетілген іргетастар) негіз топырақтарының аяз шоғырының қалыпты және жанама күшін ескере отырып, деформациясын есептеу қажет.

Ескертпе - Аз тереңдетілген іргетастарды III сыныпты құрылыстар үшін, сондай - ақ ауыл шаруашылығы мақсатындағы бір және екі қабатты ғимараттар үшін мұздандудың нормативтік тереңдігі 1,7 м-ден аспайтын жағдайда қолдануға рұқсат етіледі.

15.7. Құрылыстан түсетін жүктемені ескере отырып анықталатын негіз топырақтарының мұздатқыш шоғырының есептік деформациясы ісінетін топырақтар үшін В-қосымшада ұсынылатын шекті мәндерден аспауы керек.

15.8. Егер аз тереңдетілген іргетастар негізінің аяз шоғырының есептік деформациясы шекті немесе іргетастардың аяз шоғырының күші әрекетіне төзімділігі

жеткіліксіз болса, іргетастардың салыну тереңдігін өзгерту мүмкіндігінен басқа, 4.4 бөлімше нұсқауларына сәйкес су қорғау, жылу қорғау немесе физика-химиялық аяз шоғырының күші мен деформациясын азайтатын іс-шараларды қолдану қажеттігін, сондай-ақ кату тереңдігін қарастыру қажет.

Егер көрсетілген іс-шараларды қолдану кезінде Аяз шоғырының деформациясы алынып тасталмаса, аяз шоғырының мүмкін деформациясын ескере отырып, құрылыстың іргетастары мен конструкцияларының есебіне сүйене отырып тағайындалатын конструктивтік іс-шараларды қарастыру керек.

***16 ШАЮ ТОПЫРАҚТАРЫНДА САЛЫНАТЫН ҚҰРЫЛЫСТАРДЫҢ НЕГІЗДЕРІН ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

16.1. Шаю топырақтарымен қалыптасқан негіздер олардың біртектес еместігін (көп қабатты, жоспардағы және тереңдікте құрамы мен қасиеттерінің өзгергіштігін), уақыт өте келе физикалық-механикалық қасиеттерін өзгерту қабілетін ескере отырып, оның ішінде жер асты сулары деңгейінің ауытқуы, дірілді әсерлерге сезімталдық, сондай-ақ төселетін қабаттардың ықтимал шөгінділері есебінен жобалануы тиіс.

Шаю үшін, әдетте, құмды топырақты пайдалану керек.

Ескертпе - Топырақты отырғызуға (I типті топырақ жағдайларында), құрғайтын және тұздалған топырақтарға шаю тиісті негіздемеде рұқсат етіледі.

16.2. Шаю топырақтарының беріктілік және деформациялық сипаттамалары, әдетте, шаюдың жасын, яғни шаю аяқталғаннан кейін өткен уақытты, сондай-ақ инженерлік-геологиялық іздестіру кезеңі мен құрылыстың басталуы арасындағы уақыт айырмашылығын ескере отырып, бұзылған қоспаның топырақтарын далалық және зертханалық зерттеу нәтижелері бойынша белгіленуі керек.

16.3. Негіздерді алдын ала есептеу, сондай-ақ III сыныпты ғимараттар мен құрылыстар негіздерінің түпкілікті есептері үшін шаю топырақтарының жасына байланысты олардың физикалық сипаттамалары бойынша алынған топырақтың беріктілік және деформациялық сипаттамаларының мәндерін пайдалануға рұқсат етіледі.

16.4. Шаю топырақтарымен жиналған негіздерді есептеу 4-бөлімнің талаптарына сәйкес жүргізілуі керек.

Егер шаю топырақтарының қалыңдығы биогенді топырақпен немесе тұнбалармен төселсе, негіздер есептерінде қосымша 5-бөлім талаптарын ескеру қажет. Көрсетілген жағдайда бағаналы іргетастарды қолдануға рұқсат етілмейді.

16.5. Шаю топырақтарының есептік кедергісі 4.6 бөлімше талаптарына сәйкес анықталады. Бұл жағдайда шаю топырағының беріктілік сипаттамаларының мәнін (φ_{II} және c_{II}) құрылыстың басталуына сәйкес қабылдаған жөн. грунта следует принимать соответствующими началу строительства.

16.6. Шаю топырақтарымен қалыптасқан негіздің толық деформациясы сыртқы жүктемеден негіз шөгінділерінің жиынтығымен, шаю топырақтары қалыңдығының өздігінен тығыздалуымен және қосымша шөгінділердің бітеліп қалған шаюмен толтырылған топырақ қабаттарының шоғырлануы есебінен анықталуы керек.

16.7. Шаю топырақтарымен қалыптасқан негіздің есептік деформациясы кезінде 16.1-16.6-тармақша нұсқауларына сәйкес негіздің шекті немесе жеткіліксіз көтеру қабілеттілігінен көп:

шаю топырақтарын (дірілдеу машиналары мен катоктар, терең гидровибро тығыздау, жарылыс энергиясын пайдалану, таптау, құрылыс алаңында топырақтың артық шайылуы және т. б.) нығыздау;

шаю топырағын бекіту немесе арматуралау;

конструктивтік іс-шаралар қарастырылуы керек.

(7-16 бөлімдермен толықтырылды – ҚТҮКШІК 06.11.2019 ж. №178-НҚ бұйрық)

А қосымшасы
(міндетті)

Топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамаларының нормативтік мәндері

А.1 А.1-А.7-кестелерде келтірілген топырақтардың сипаттамаларын 5.3.17 т. нұсқауларына сәйкес ғимараттар негізінің есептеулерінде қолдануға болады.

А.2 А.1-кестедегі құмды топырақтардың сипаттамалары, құрамында дала шпатының 20 %-дан және әр түрлі қоспалардың (қабаттас, глауконит және т.с.с.) қосындысы 5 %-дан артық болмайтын, сонымен бірге, топырақтардың ылғалдылық дәрежесіне S_r байланыссыз түрде, органикалық заттардың әр түрлі түйіршіктері бар, шынытасты құмдарға қарасты берілген.

А.3 А.2 және А.3-кестелердегі сазбалшықты топырақтардың сипаттамалары құрамында органикалық заттар 5 %-дан артық болмайтын және ылғалдылық дәрежесі $S_r \geq 0,8$ болатын топырақтарға қарасты берілген.

А.4 А.1-А.7-кестелерде көрсетілмеген е-нің аралығындағы мәндері болатын топырақтар үшін c_n, φ_n және E мәндерін шамалау арқылы анықтауға болады. Егер топырақтардың e, I_L және S_r мәндері А.1-А.7-кестелердегі қарастырылған шектен шығып бара жатса, онда c_n, φ_n және E сипаттамаларын осы топырақтарды тікелей сынақтау деректері бойынша анықтау керек. Егер топырақтар шекті мәндерінен кем болатын e, I_L және S_r шамаларына ие болса, онда А.1-А.7-кестелердегі e, I_L және S_r төменгі шектеріне сәйкес сенімділік қоры ретінде c_n, φ_n және E сипаттамаларын қабылдауға болады.

А.5 А.1-А.7 -кестелер бойынша c_n, φ_n және E мәндерін анықтау үшін e, I_L және S_r — ің нормативтік мәндері қолданылады.

А.1-кесте – Құмды топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Құмды топырақтар	Топырақ сипаттамаларының белгіленуі	Кеуектілік коэффициенті e болғандағы топырақтардың сипаттамалары			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Майдатасты және ірі	c	2	1	-	-
	φ	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Ірілігі орташа	c	3	2	1	-
	φ	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Ұсақ	c	6	4	2	-
	φ	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Тозанды	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

А.2-кесте – Сазбалшықты топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Топырақтардың аталуы және олардың аққыштық көрсеткішінің нормативтік мәндерінің шектері		Топырақ сипаттамаларының белгіленуі	Кеуектілік коэффициенті е болғандағы топырақтардың сипаттамалары						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Құмайттар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	-	-	-
		φ	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	-	-
		φ	28	26	24	21	18	-	-
Саздақтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	-
		φ	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	-
		φ	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	25	20	16	14	12
		φ	-	-	19	18	16	14	12
Сазбалшықтар	$0,4 < I_L \leq 0,75$	c	-	81	68	54	47	41	36
		φ	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	-	57	50	43	37	32
		φ	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	45	41	36	33	29
		φ	-	-	15	14	12	10	7

А.3-кесте – Сазбалшықты, сары топырақтарға жатпайтын, топырақтардың деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Топырақтардың шыққан жері мен жасы		Топырақтардың аталуы және олардың аққыштық көрсеткішінің нормативтік мәндерінің шектері		Кеуектілік коэффициенті e болғандағы топырақтардың сипаттамалары										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Төрттік шөгінділер	Аллювиальды, Делювиальды, Көлдік, Көлдік-аллювиальды	Құмайтар	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Саздақтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
		Сазбалшықтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-
	Флювиогляциальды	Құмайтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
		Саздақтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-
	Мореналық	Құмайтар Саздақтар	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-
Оксфорд ярусының юра шөгінділері	Сазбалшықтар		$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-
			$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10

А.4-кесте – Шымтезекті, дәрежесі $0,05 \leq I_{om} \leq 0,25$ болатын сазбалшықты топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Аққыштық көрсеткіштің I_L нормативтік мәндерінің шектері	Топырақ сипаттамаларының белгіленуі	Шымтезектелген, дәрежесі I_{om} Және кеуектілік коэффициенті e , тең болса							
		$I_{om} = 0,05 - 0,1$				$I_{om} = 0,1 - 0,25$			
		0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 \leq I_L \leq 0,25$	E	13,0	12	11	10	8,5	8	7	5,0
	φ	21	20	18	16	15	-	-	-
	c	29	33	37	45	48	-	-	-
$0,25 < I_L \leq 0,5$	E	11	10	8,5	7,5	7	6	5,5	5
	φ	21	20	18	16	15	14	13	12
	c	21	22	24	31	33	36	39	42
$0,5 < I_L \leq 0,75$	E	8,0	7	6,0	5,5	5	5	4,5	4
	φ	21	20	18	16	15	14	13	12
	c	18	19	20	21	23	24	26	28
$0,75 < I_L \leq 1$	E	6	5	4,5	4,0	3,5	3	2,5	-
	φ	-	-	-	18	18	18	17	-
	c	-	-	-	15	16	17	18	-

А.5-кесте – Элювиальды құмды топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Құмдар	Сипаттамалардың белгіленуі	Кеуектілік коэффициенті e , тең болғандағы құмдардың сипаттамасы						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Майдатасты	c	45	41	39	37	35	34	-
	φ	34	31	28	25	23	21	-
	E	44	33	24	18	15	14	-
Ірі және ірілігі орташа	c	41	35	29	23	19	-	-
	φ	32	30	27	24	22	-	-
	E	44	31	22	14	13	-	-
Тозаңды	c	58	51	44	39	33	29	24
	φ	32	30	27	24	22	20	18
	E	48	38	29	21	16	12	10
Ескертпе - Кестеде келтірілген мәліметтер құрамында кварцы бар магмалық тау жыныстарының желдетілуі негізінде пайда болған элювиальды топырақтар үшін таралады.								

А.6-кесте - Элювиальды сазбалшықты топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Аққыштық көрсеткішінің мәндері I_L		Сипаттамалардың белгіленуі	Кеуектілік коэффициенті, тең болғандағы құмдардың сипаттамасы						
			0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2
Құмайттар	$I_L < 0$	c	47	44	42	41	40	39	-
		φ	34	31	28	26	25	24	-
		E	37	30	25	20	15	10	-
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	c	42	41	40	39	38	-	-
		φ	31	28	26	25	24	-	-
		E	25	18	14	12	11	-	-
Саздақтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	57	55	54	53	52	51	50
		φ	24	23	22	21	20	19	18
		E	27	25	23	21	19	17	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	48	46	44	42	40	37
		φ	-	22	21	20	19	18	17
		E	-	19	16	14	13	12	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	41	36	32	29	25
		φ	-	-	20	19	18	17	16
		E	-	-	15	13	11	10	9

А.6-кесте - Элювиальды сазбалшықты топырақтар үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері (жалғасы)

Сазбалшықтар	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	-	62	60	58	57	56	-
		φ	-	20	19	18	17	16	-
		E	-	19	18	17	16	15	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	54	50	47	44	-	-
		φ	-	17	15	13	12	-	-
		E	-	14	12	10	9	-	-
Ескертпе - Кестеде келтірілген мәліметтер, ірі сынықты түйіршіктер көлемі $(d \geq 2\text{мм})$ массасы бойынша 20% аспайтын элювиальды топырақтар үшін таралады.									

А.7-кесте - Элювиальды аргиллит-алевролит шөгінділерінің сазбалшықты топырақтары үшін меншікті іліністің c_n , кПа, ішкі үйкеліс бұрышының φ_n , град. және деформация модулінің E , МПа нормативтік мәндері

Сипаттамалардың белгіленуі	Кеуектілік коэффициенті e , тең болғандағы құмдардың сипаттамасы				
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85
c	58	48	40	35	31
φ	29	24	21	19	17
E	25	21	17	13	10

Б қосымшасы

(міндетті)

Негіз топырақтарының есептік кедергілері

Б.1 Б.1-Б.10-кестелерде келтірілген негіз топырақтарының есептік кедергілері R_0 іргетастардың алдын-ала қабылданған өлшемдерін анықтау үшін арналған. Іргетастардың нақты өлшемдерін анықтауға арналған R_0 және R'_0 шамаларының қолданылу аумағы Б.1-Б.3-кесте үшін 4.6.6 -тармағында, Б.4-кесте үшін 5.1 –тармағында, Б.5-кесте үшін 7-бөлім - тармағында, Б.6-Б.8-кесте үшін 8-бөлім -тармағында, Б.9-кесте үшін 9.4 –тармағында және Б.10-кесте үшін 12.5 –тармағында көрсетілген.

Б.2 e және I_L (Б.1-Б.3, Б.7 және Б.8-кестелер), ρ_d және S_r (Б.4-кесте), S_r (Б.5-кесте) шамалары аралығындағы болатын іргетастар үшін, сондай-ақ λ (Б.9-кесте) шамалары R_0 және R'_0 шамалары аралығында болатын іргетастар үшін шамалау арқылы анықталады.

Б.3 R_0 (Б.1-Б.9-кестелер) мәндері ені $b=1\text{м}$ және тереңдігі $d=2\text{м}$ болатын іргетастарға қарасты берілген.

Б.1-кесте - Ірі сынықты топырақтардың есептік кедергілері R_0

Ірі сынықты топырақтар	R_0 , кПа мәні
Толтырғышы төмендегідей болатын малтатасты (шаппақтасты):	
құмды	600
аққыштық шегі келесідей сазбалшықты:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Толтырғышы төмендегідей болатын майдатасты (қиыршықтасты):	
құмды	500
аққыштық шегі келесідей сазбалшықты:	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Б.2-кесте - Құмды топырақтардың есептік кедергілері R_0

Құмдар	Құмдардың жатысына және тығыздығына байланысты болатын R_0 , кПа мәндері	
	тығыз	тығыздығы орташа
Ірі	600	500
Ірілігі орташа	500	400
ұсақ: аз ылғалды	400	300
ылғалды және суға қаныққан	300	200
Тозаңды:		
аз ылғалды	300	250
ылғалды	200	150
суға қаныққан	150	100

Б.3-кесте - Сазбалшықты (шөкпейтін) топырақтардың есептік кедергілері R_0

Сазбалшықты топырақтар	Кеуектілік коэффициенті e	Топырақтың аққыштық көрсеткіші төмендегідей болғандағы R_0 , кПа (кгс/см ²) мәндері	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Құмайттар	0,5	300	200
	0,7	250	150
Саздақтар	0,5	350	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Сазбалшықтар	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Б.4-кесте – Шөккіш сазбалшықты топырақтардың есептік кедергілері R_0

Топырақтар	Төмендегілердей топырақтардың R_0 , кПа (кгс/см ²)			
	құрғақ күйіндегі тығыздығы ρ_d , т/м ³ болатын жатысы табиғи		құрғақ күйіндегі тығыздығы ρ_d , т/м ³ болатын тығыз	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Құмайттар	<u>300</u>	<u>350</u>	200	250
	150	180		
Саздақтар	<u>350</u>	<u>400</u>	250	300
	180	200		
Ескертпе - Алымында ылғалдылық дәрежесі $S_r \leq 0,5$ болатын суланбаған шөкпелі топырақтарға жататын R_0 мәндері; ал бөлімінде - $S_r \geq 0,8$ болатын тура сондай топырақтарға жататын R_0 мәндері келтірілген				

Б.5-кесте – Торфты топырақтардың есептік кедергілері R_0

Тығыздығы орташа құмдар	Топырақтың торфтылығына I_{om} байланысты R_0 , кПа, мәні		
	$0,03 < I_{om} \leq 0,1$	$0,1 < I_{om} \leq 0,25$	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$
Ұсақ құмдар			
ылғалдылығы аз	250	180	90
ылғалды және суға қаңыққан	150	100	70
Шанды құмдар:			
ылғалдылығы аз	200	120	80
ылғалды	100	80	50
суға қаңыққан	80	60	40
Ескертпе - R_0 мәні өсімдік қалдықтарының таралу дәрежесіне байланысты $D_{pd} \leq 20\%$. Егер $D_{pd} > 20\%$ болса R_0 мәнінің 0,8 тең етіп қабылдайды.			

Б.6-кесте – Элювиальды ірі сынықты топырақтардың R_0 есептік кедергілері

Ірі сынықты топырақтар	R_0 , МПа, мәні			
	Магмалық және метаморфтық		Цементтелген шөгінді	
	Құрамында кварц бар	Кварцы жоқ	құмдар	Аргиллиттер мен алевролиттер
Тас үйінділері	0,9	0,7	0,8	0,6
Шақпақтасты желге мүжілмеген	0,8	0,6	0,6	0,5
Шақпақ-қиыршықтасты желге шамалы мүжілген	0,6	0,5	0,5	0,4
Қиыршықтасты желге қатты мүжілген	0,5	0,4	0,4	0,3

Б.7-кесте – Элювиальды құмдардың R_0 есептік кедергілері

Құмдар	Кеуектілік коэффициенті e	R_0 , МПа мәні
Кез-келген ылғалдылықтағы қиыршықтасты	0,5	0,6
	0,7	0,45
	0,9	0,3
Кез-келген ылғалдылықтағы ірі және ірілігі орташа	0,5	0,5
	0,7	0,35
	0,9	0,25
Ылғалды және ылғалдылығы аз, тозаңды	0,5	0,55
	0,7	0,4
	0,9	0,3
	1,1	0,2
<p>Ескертпелер</p> <p>1 Кестеде келтірілген мәліметтер, құрамында кварцы бар магмалық тау жыныстарының және шөгінді тұтасталған құмтастардың желге мүжілу негізінде пайда болған элювиальды топырақтарға арналған.</p> <p>2 Суға қаныққан тозаңды топырақтар үшін R_0 мәнін 0,8-ге еселенген сәйкес e мәні бойынша қабылдайды.</p>		

Б.8-кесте - Элювиальды сазбалшықты топырақтардың R_0 есептік кедергілері

Топырақтар	Кеуектілік коэффициенті e	Аққыштық көрсеткіші I_L , тең болғандағы R_0 , МПа мәні	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Құмайттар	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,2
Саздақтар	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,18
	0,9	0,2	0,13
	1,1	0,15	0,10
Сазбалшықтар	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,15
	1,25	0,2	0,10

Ескертпе - Кестеде келтірілген мәліметтер құрамында кварцы бар магмалық тау жыныстарының жемірілу негізінде пайда болған элювиальды топырақтар үшін.

Б.9-кесте - Үйілген топырақтардың есептік кедергілері R_0

Үйінділер сипаттамалары	R_0 , кПа мәні			
	Ылғалдылық дәрежесі S_r болатын ірі, ірілігі орташа және ұсақ құмдар, қождар және т.с.с.		Ылғалдылық дәрежесі S_r болатын шаңды құмдар, құмдақтар, саздақтар, балшықтар, қождар және т.с.с.	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Жоспарлай тұрғызылған тығыз үйінділер	250	200	180	150
Топырақтардың және өндіріс қалдықтарының үйінділері:				
тығыздалған	250	200	180	150
тығыздалмаған	180	150	120	100
Топырақтардың және өндіріс қалдықтарының қоқыс орындары:				
тығыздалған	150	120	120	100
тығыздалмаған	120	100	100	80

Ескертпелер

1 Бұл кестедегі R_0 мәндері құрамында $I_{om} \leq 0,1$ болатын органикалық заттары бар үйілген топырақтар қатарына жатады.

2 Жатып қалмаған үйінділері және топырақтар мен өндіріс қалдықтарының қоқыс орындары үшін R_0 шамалары 0,8 еселіктерімен алынады.

Б.10-кесте - Электрберілістің әуелік желілер бағандарының жұлып алынатын іргетастарына арналған қайта салу топырақтарының есептік кедергілері R'_0

Іргетастың салыстырмалы тереңдетілуі $\lambda = d / b$	R'_0 , кПа мәні			
	Қайта салу топырағының тығыздығы, т/м ³ мен аққыштық көрсеткіші $I_L \leq 0,5$ болғандағы сазбалшықты топырақтар		Қайта салу топырағының тығыздығы, т/м ³ болатын ылғалды және азылғалды ұсақ, ірілігі орташа құмдар	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	-	100	-	100
<p>Ескертпелер</p> <p>1 Аққыштық шегі $0,5 < I_L \leq 0,75$ болатын сазбалшықтар мен саздақтарға және $0,5 < I_L \leq 1,0$ болатын құмдақтарға арналған R'_0 мәндерін төмендету еселіктерін тиісінше 0,85 және 0,7 ендіре отырып «сазбалшықты» бағаны бойынша алынады.</p> <p>2 Тозанды құмдар үшін R'_0 мәндері 0,85 коэффициентімен ірілігі орташа және ұсақ құмдарға арналғандай алынады.</p>				

В қосымшасы

(міндетті)

Негіздердің шекті деформациялары

В.1-кесте - Негіздердің шекті деформациялары

Ғимараттар	Негіздердің шекті деформациялары		
	Салыстырмалы шөгулер айырымы $(\Delta s / L)_u$	Жантаю i_u	Орташа \bar{s}_u (жақшаларда ең жоғарысы $s_{\max, u}$) шөгу, см
1. Толық қаңқалы өндірістік және азаматтық, бір қабатты және көп қабатты үймереттер, қаңқалары: темірбетонды 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
4. Элеваторлардың темірбетонды конструкциялардан жиналған ғимараттары: бір іргетастық тақтада орнатылған жұмыс үймереті мен конструкциясы тұтас құймалы сүрлем корпусы сол сияқты, конструкциясы құрастырмалы жеке тұратын тұтасқұймалы сүрлем корпусы сол сияқты, конструкциясы құрастырмалы жеке-жеке тұратын жұмыс үймереті	- - - - -	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25
5. Мұржалар 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

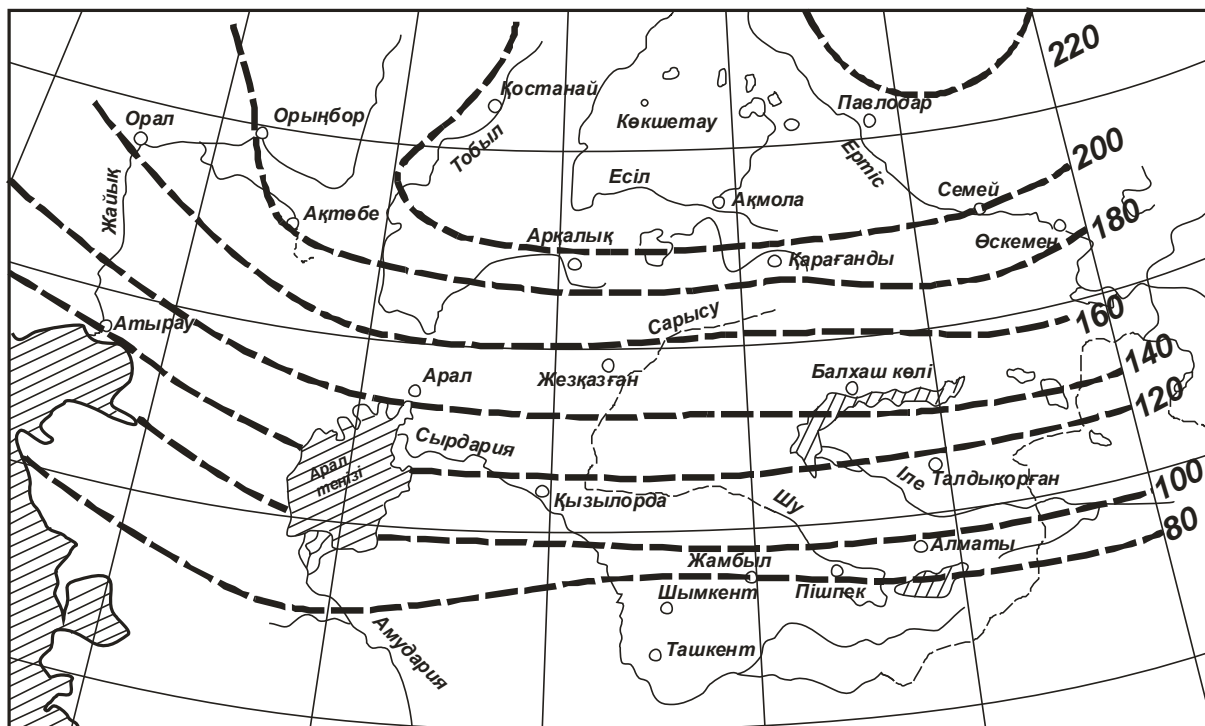
В.1-кесте - Негіздердің шекті деформациялары (жалғасы)

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:	0,003	0,003	-
аралық тұзу			
қарнақтық және қарнақтық – бұрыштық, аралық	0,0025	0,0025	-
бұрыштық, шеткілікті, тарату құрылғыларының			
ашық порталдары	0,002	0,002	-
арнайы өтпелі			
<p>Ескертпелер</p> <p>1 Осы кестенің 3т. көрсетілген үймереттердің салыстырмалы иіліс шекті мәндері $0,5(\Delta s / L)_u$, ал салыстырмалы иін үшін- $0,25(\Delta s / L)_u$ тең қылып алынады.</p> <p>2 Осы кестенің 8т. бойынша, шөгулердің салыстырмалы айырымын анықтағанда, L, көлденең жүктемелер бағытындағы іргетастар арасындағы қашықтыққа теңестіріледі, ал керілген тіректерде – қысылған іргетас пен қарнақ арасындағы қашықтыққа.</p> <p>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>4 Ісінгіш топырақтардан құралған негіздер көтерілуінің шекті мәндерін, келесі ретте қабылдауға болады: осы кестеде келтірілген деформациялардың шекті мәндерінің - 25%, ең жоғары және орташа көтерілулер үшін $0,25(\Delta s / L)_u$, ал үймереттер шөгулерінің салыстырмалы әркелкілігі (салыстырмалы иін) үшін - 50 %.</p> <p>5 Іргетастары тұтас такта түріндегі, осы кестені 1-3 т. келтірілген ғимараттар үшін, орташа шөгулердің шекті мәндерін 1,5 есе үлкейтуге болады.</p>			

Г қосымшасы

(ақпараттық)

Топырақтардың нормативтік тондану тереңдіктерінің арасызықтары



Г.1-сурет. Қазақстан бойынша топырақтардың нормативтік тондану тереңдіктерінің арасызықтары

БИБЛИОГРАФИЯ

- [1] ЕЖ 50–101–2002 Үймереттер мен ғимараттар іргетастары мен негіздерін орнату және жобалау.
- [2] МЕМСТ 20522-96 Топырақтар. Сынақтаулар нәтижелерін статистикалық өңдеу әдістері.
- [3] МЕМСТ 27751-88 Құрылыстық конструкциялар мен негіздердің сенімділігі. Есептеу бойынша жалпы жағдайлар.
- [4] МЕМСТ 20276-2012 Топырақтар. Беріктік және деформациялану сипаттамаларын далалық анықтау әдістері.
- [5] МЕМСТ 19912-2012 Топырақтар. Статикалық және динамикалық зондтау далалық сынақтаулар әдістері.
- [6] МЕМСТ 12248-2010 Топырақтар. Беріктік және деформациялану сипаттамаларын зертханалық анықтау әдістері.
- [7] МЕМСТ 5180-84 Топырақтар. Физикалық сипаттамаларды анықтайтын зертханалық әдістер.
- [8] МЕМСТ 25100-95 Топырақтар. Жіктеу.
- [9] МЕМСТ 30416-2012 Топырақтар. Зертханалық сынақтаулар. Жалпы жағдайлар.
- [10] МЕМСТ 30672-99 Топырақтар. Далалық сынақтаулар. Жалпы жағдайлар.
- [11] МЕМСТ 23161-2012 Топырақтар. Шөккіштік сипаттамаларының зертханалық анықтау әдісі.

ӘОЖ 624.15

МСЖ 083.74

Түйін сөздер: негіз, іргетас, шөгу, көтеру қабілеті.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	V
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ	2
4.1 Основные положения.....	2
4.2 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований.....	5
4.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.....	6
4.3.1 Подземные воды.....	10
4.4 Глубина заложения фундаментов.....	14
4.5 Расчет оснований по деформациям.....	18
4.6 Определение расчетного сопротивления грунта основания.....	20
4.7 Определение осадки основания.....	29
4.8 Определение крена фундамента.....	33
4.9 Предельные деформации оснований.....	35
4.10 Расчет оснований по несущей способности.....	37
5 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ НА СПЕЦИФИЧЕСКИХ ГРУНТАХ.....	44
5.1 Просадочные грунты.....	44
5.2 Набухающие грунты.....	49
5.3 Засоленные грунты.....	54
6 ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ.....	58
6.1 Сокращение энергопотребления.....	58
6.2 Рациональное использование природных ресурсов.....	59
6.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве	60
7 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ БИОГЕННЫХ ГРУНТАХ И ИЛАХ	62
8 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ	63
9 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ	64
10 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ	65
11 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ	67
12 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ.....	72
13 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР МОСТОВ И ТРУБ ПОД НАСЫПЯМИ.....	75
14 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЗАКАРСТВОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ.....	76
15 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ	78
16 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАМЫВНЫХ ГРУНТАХ.....	79

СП РК 5.01-102-2013*

Приложение А (<i>обязательное</i>) Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов.....	81
Приложение Б (<i>обязательное</i>) Расчетные сопротивления грунтов оснований	88
Приложение В (<i>обязательное</i>) Предельные деформации оснований	94
Приложение Г (<i>информационное</i>) Изолинии нормативных глубин промерзания грунтов.	97
Библиография.....	98

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий свод правил является одним из нормативных документов доказательной базы Технического регламента «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий» применительно к проектированию оснований зданий и сооружений.

Настоящий свод правил устанавливает приемлемые решения и параметры к требованиям рабочих характеристик СН РК 5.01-02-2013 «Основания зданий и сооружений».

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ

СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

BUILDINGS AND STRUCTURES BASE

Дата введения - 2015–07–01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящий свод правил распространяется при проектировании оснований фундаментов промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

1.2 Настоящий свод правил не распространяется на проектирование оснований гидротехнических сооружений, мостов, водопропускных труб, дорог, аэродромных покрытий, зданий и сооружений, а также оснований свайных фундаментов, глубоких опор и фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

1.3 Настоящий свод правил содержит приемлемые решения, которые направлены на обеспечения безопасности оснований зданий и сооружений

1.4 Положения настоящего свода правил соблюдаются на всех этапах проектирования и строительства оснований фундаментов промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

1.5 Приемлемые решения настоящего свода правил не распространяются на здания и помещения для производства и хранения взрывчатых веществ и средств взрывания, военного назначения, подземные сооружения метрополитенов, горных выработок.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем своде правил использованы ссылки на следующие нормативно-технические документы:

Закон Республики Казахстан «О техническом регулировании» от 09 ноября 2004 года № 603–ІІ.

Технический регламент «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий», утвержденный Постановлением Правительства Республики Казахстан от 17 ноября 2010 года № 1202.

СН РК 5.01-02-2013 Основания зданий и сооружений.

Примечание – При пользовании настоящим государственным нормативом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на

текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины и определения СН РК 5.01-02-2013, а также дополнительно:

3.1 Сооружение: Организованный комплекс связанных частей (включая насыпной грунт, уложенный при выполнении строительных работ) предназначенный для того, чтобы нести нагрузки и обеспечивать необходимую жесткость.

3.2 Здание: Искусственное строение, состоящее из несущих и ограждающих конструкций, образующих обязательный наземный замкнутый объем, в зависимости от функционального назначения используемое для проживания или пребывания людей, выполнения производственных процессов, а также размещения и хранения материальных ценностей. Здание может иметь подземную часть.

3.3 Взаимодействие грунта: Взаимное влияние деформаций в грунте и фундаменте или подпорной конструкции.

3.4 Грунтовое основание: Грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

3.5 Надежность: 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.

3.6 Предельные состояния: Состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

3.7 Предельные состояния несущей способности: Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции. Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

3.8 Прочность: Механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

4.1 Основные положения

4.1.1 Проектирование грунтовых оснований включает обоснованный расчетом выбор:

- типа основания (естественное или искусственное);
- типа конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, столбчатые, плитные и др.; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.);

- мероприятий, указанных в подразделе 4.8, применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность сооружений.

4.1.2 Основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: первой - по несущей способности и второй - по деформациям.

К первой группе предельных состояний относятся состояния, приводящие сооружение и основание к полной непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости формы и положения; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; резонансные колебания; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести и т.п.).

Ко второй группе предельных состояний относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения или снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, подъемов, прогибов, кренов, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Основания рассчитывают по деформациям во всех случаях, за исключением указанных в 4.9.6, а по несущей способности - в случаях, указанных в 4.1.3.

4.1.3 Расчет оснований по несущей способности производится в случаях, если:

а) на грунтовое основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено слабыми водонасыщенными грунтами;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в подпунктах "а" и "б", допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

Если проектом предусматривается возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, можно производить проверку несущей способности основания, учитывая нагрузки, действующие в процессе строительства.

4.1.4 Сооружение и его основание рассматриваются в единстве, т.е. учитываются взаимодействие сооружения с грунтовым основанием. Для совместного расчета сооружения и основания могут быть использованы аналитические, численные и другие методы.

4.1.5 Целью расчета оснований по предельным состояниям является выбор технического решения фундаментов, обеспечивающего невозможность достижения основанием предельных состояний, указанных в 4.1.2. При этом учитываются не только нагрузки от проектируемого сооружения, но также возможное неблагоприятное влияние внешней среды, приводящее к изменению физико-механических свойств грунтов (например, 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.

4.1.6 Расчетная схема системы "сооружение-основание" или "фундамент-основание" выбираются с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, взаимодействие грунта, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

4.1.7 Результаты инженерно-геологических изысканий, излагаемые в отчете, содержать сведения:

- о местоположении территории предполагаемого строительства, ее рельефе, климатических и сейсмических условиях и о ранее выполненных инженерных изысканиях;

- об инженерно-геологическом строении площадки строительства с описанием в стратиграфической последовательности напластований грунтов, формы залегания грунтовых образований, их размеров в плане и по глубине, возраста, происхождения и классификационных наименований грунтов и с указанием выделенных инженерно-геологических элементов [2];

- о гидрогеологических условиях площадки с указанием наличия и толщины водоносных горизонтов и режима подземных вод, отметок появившихся и установившихся уровней подземных вод, амплитуды их сезонных и многолетних колебаний, расходов воды, сведений о фильтрационных характеристиках грунтов, а также сведений о химическом составе подземных вод и их агрессивности по отношению к материалам подземных конструкций;

- о наличии специфических грунтов (см. раздел 5);

- о наблюдаемых неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессах (карст, оползни, суффозия, горные подработки, температурные аномалии и др.);

- о физико-механических характеристиках грунтов;

- о возможном изменении гидрогеологических условий и физико-механических свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

4.1.8 В состав физико-механических характеристик грунтов входят:

- плотность грунта и его частиц и влажность [7];

- коэффициент пористости;

- гранулометрический состав для крупнообломочных грунтов и песков [6];

- влажность на границах пластичности и текучести, число пластичности и показатель текучести для глинистых грунтов [7];

- угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации грунтов [4], [5];

- временное сопротивление при одноосном сжатии, показатели размягчаемости и растворимости для скальных грунтов [6].

Для специфических грунтов, особенности проектирования оснований которых изложены в разделе 5, дополнительно определяются характеристики, указанные в этих разделах. По специальному заданию дополнительно могут быть определены и другие необходимые для расчетов характеристики грунтов (например, реологические).

В отчете указывают применяемые методы лабораторных и полевых определений характеристик грунтов и методы обработки результатов исследований.

4.1.9 К отчету прилагают: колонки грунтовых выработок и инженерно-геологические разрезы с указанием на последних мест отбора проб грунтов и пунктов их полевых испытаний, а также уровней подземных вод; таблицы и ведомости показателей физико-механических характеристик грунтов, их нормативных и расчетных значений; а также графики полевых испытаний грунтов.

4.2 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований

4.2.1 Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, устанавливаются расчетом, как правило, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания.

Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на сооружение или отдельные его элементы, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок принимаются согласно требованиям [1].

Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией при расчете:

- а) оснований сооружений III уровня ответственности;
- б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с сооружением;
- в) средних значений деформаций основания;
- г) деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям.

4.2.2 Все расчеты оснований производятся на расчетные значения нагрузок, которые определяют как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , устанавливаемый в зависимости от группы предельного состояния.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний (по несущей способности);
- по второй группе предельных состояний (по деформациям) - равным единице.

4.2.3 Расчет оснований по деформациям производятся на основное сочетание нагрузок; по несущей способности - на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетания. При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки, могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считают кратковременными, а при расчете по деформациям - длительными. Нагрузки от

подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считают кратковременными.

4.2.4 В расчетах оснований учитывают нагрузки от складированного материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов.

4.2.5 Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям не учитываются, если расстояние между температурно-осадочными швами не превышает значений, указанных в строительных нормах и правилах по проектированию соответствующих конструкций.

4.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

4.3.1 Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c и модуль деформации дисперсных грунтов E , предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c). Допускается применять другие параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом основания и установленные опытным путем (удельные силы пучения при промерзании, коэффициенты жесткости основания и пр.).

Примечание – Далее, за исключением специально оговоренных случаев, под термином "характеристики грунтов" понимают не только механические, но и физические характеристики грунтов, а также упомянутые в настоящем пункте параметры.

4.3.2 Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения определяются, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружений, так как для неполностью водонасыщенных ($S_r < 0,8$) глинистых грунтов и пылеватых песков, а также специфических грунтов возможно снижение их прочностных и деформационных характеристик вследствие повышения влажности. Для определения прочностных характеристик грунтов φ и c , для которых прогнозируется повышение влажности, образцы грунтов предварительно насыщают водой до значений влажности, соответствующих прогнозу. При определении модуля деформации в полевых условиях допускается проводить испытания грунта при природной влажности с последующей корректировкой полученного значения модуля деформации на основе компрессионных испытаний.

4.3.3 Достоверными методами определения деформационных характеристик дисперсных грунтов являются полевые испытания статическими нагрузками в шурфах, дудках или котлованах с помощью плоских горизонтальных штампов площадью $2500-5000\text{ см}^2$, а также в скважинах или в массиве с помощью винтовой лопасти-штампа площадью 600 см^2 [4].

4.3.4 Модули деформации E песчаных и глинистых грунтов, не обладающих выраженной анизотропией их свойств в горизонтальном и вертикальном направлениях, определяются по испытаниям радиальными и лопастными прессиометрами в скважинах или массиве [4]. Для сооружений I уровня ответственности значения E по данным прессиометрических испытаний уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается определять значения E только по испытаниям грунтов прессиометрами, используя корректировочные коэффициенты по [4].

4.3.5 Модули деформации E песков и глинистых грунтов могут быть определены методом статического зондирования, а песков (кроме пылеватых водонасыщенных) - методом динамического зондирования [5]. Для сооружений I и II уровней ответственности значения E по данным зондирования [1] (1-б) уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для зданий и сооружений III уровня ответственности допускается определять значения E только по результатам зондирования, используя таблицы, или региональные таблицы, приведенные в территориальных строительных нормах.

4.3.6 В лабораторных условиях модули деформации глинистых грунтов могут быть определены в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия [6].

Для сооружений I и II уровней ответственности значения E по лабораторным данным уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для сооружений III уровня ответственности допускается определять значения E только по результатам компрессии, корректируя их с помощью повышающих коэффициентов m_k , приведенных в Таблице 1. Эти коэффициенты распространяются на четвертичные глинистые грунты с показателем текучести $0 < I_L \leq 1$, при этом значения модуля деформации по компрессионным испытаниям рекомендуется вычислять в интервале давлений 0,1-0,2 МПа.

4.3.7 Прочностные характеристики дисперсных грунтов (угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c) могут быть получены путем испытаний грунтов лабораторными методами на срез или трехосное сжатие [6], а в полевых условиях - испытаниями на срез целиков грунта в шурфах или котлованах [4].

4.3.8 Для водонасыщенных глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, для которых подготовка целиков для полевых испытаний или отбор образцов для лабораторных испытаний затруднительны, прочностные характеристики для расчета оснований из этих грунтов в нестабилизированном состоянии могут быть определены полевым методом вращательного среза в скважинах или в массиве [4].

4.3.9 Значения φ и c песков и глинистых грунтов для сооружений II и III уровней ответственности могут быть определены полевыми методами поступательного и кольцевого среза в скважинах [4]. При этом для сооружений II уровня ответственности полученные значения φ и c уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта методами, указанными в 4.3.7.

4.3.10 Значения φ и c песков и глинистых грунтов могут быть определены методом статического зондирования, а песков (кроме пылеватых водонасыщенных) - методом динамического зондирования [5].

Таблица 1 – Значения повышающих коэффициентов m_k

Вид грунта	Значения коэффициента m_k при коэффициенте пористости e , равном					
	0,45-0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4	3,5	3	2	-	-
Суглинки	5	4,5	4	3	2,5	2
Глины	-	6	6	5,5	5	4,5
Примечание – Для промежуточных значений e коэффициент m_k определяют интерполяцией.						

4.3.11 Предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов определяют в соответствии с [6].

4.3.12 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов устанавливают на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в [2].

4.3.13 Все расчеты оснований выполняются с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (1)$$

где X_n - нормативное значение данной характеристики;

γ_g - коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ дисперсных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c , а также плотности грунта ρ) устанавливают в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности α [3]. Для прочих характеристик грунта допускается принимать γ_g равным 1.

Примечание - Расчетное значение удельного веса грунта γ определяют умножением расчетного значения плотности грунта на ускорение свободного падения.

4.3.14 Доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов α принимают равной при расчетах оснований по первой группе предельных состояний 0,95, по второй группе - 0,85.

ПРИМЕЧАНИЯ 1 Расчетные значения характеристик грунтов, соответствующие различным значениям доверительной вероятности, приводятся в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.

ПРИМЕЧАНИЯ 2 Расчетные значения характеристик грунтов c, φ и γ для расчетов по несущей способности обозначают c_1, φ_1 и γ_1 , а по деформациям - c_{II}, φ_{II} и γ_{II} .

4.3.15 Число определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, устанавливаются в зависимости от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и уровня ответственности сооружения и указываться в программе исследований. Увеличение числа определений характеристик грунтов приводит к повышению их расчетных значений и следовательно к более экономичным проектным решениям. Число одноименных частных определений для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического или расчетного грунтового элемента [2] принимается не менее десяти для физических характеристик и не менее шести - для механических характеристик. При определении модуля деформации по результатам испытаний грунтов в полевых условиях штампом допускается ограничиваться результатами трех испытаний (или двух, если они отклоняются от среднего не более чем на 25%).

4.3.16 Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности независимо от их уровня ответственности допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по таблицам в зависимости от их физических характеристик. При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы для окончательных расчетов сооружений II уровня ответственности (технически несложные сооружения, сооружения, малочувствительные к деформациям основания, и др.).

Примечания

1 Нормативные значения угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления c_n и модуля деформации E допускается принимать по таблицам Приложения А. Расчетные значения характеристик в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

в расчетах оснований по деформациям $\gamma_g = 1$;

в расчетах оснований по несущей способности:

для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$

для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$

то же, глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$

2 Для отдельных районов допускается вместо таблиц Приложения Г пользоваться региональными таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов, приведенными в территориальных строительных нормах.

4.3.1 Подземные воды

4.3.1.1 При проектировании оснований, фундаментов и подземных сооружений учитывают гидрогеологические условия площадки и возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения, а именно:

- естественные сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод;
- техногенные изменения уровня подземных вод и возможность образования верховодки;
- высоту зоны капиллярного поднятия в глинистых грунтах над уровнем подземных вод;
- степень агрессивности подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и коррозионную активность грунтов на основе данных инженерных изысканий с учетом технологических особенностей производства.

4.3.1.2 Для оценки воздействия сооружения на подземные воды выполняют прогноз изменения гидрогеологических условий как для стадии строительства, так и для стадии эксплуатации. При этом указанный прогноз проводится как для застраиваемой, так и для прилегающей территорий.

4.3.1.3 Прогноз изменения гидрогеологических условий выполняются для сооружений I и II уровней ответственности с использованием метода математического моделирования геофильтрации с учетом изменений факторов, участвующих в формировании многолетнего режима подземных вод.

4.3.1.4 При выполнении прогноза изменений гидрогеологических условий выявляются режимообразующие факторы, которые можно подразделять на региональные и локальные. Региональные факторы включают: подпор подземных вод от каналов, рек и других водоемов, от утечек промышленных предприятий с большим потреблением воды, полей фильтрации, от инфильтрации утечек из крупных коллекторов; образование воронок депрессии в результате работы водозаборов подземных вод, дренажей, систем осушения тоннелей метро, карьеров и пр. Локальные факторы включают: подпор подземных вод от эффекта барража подземных сооружений (в том числе свайных полей), от инфильтрации утечек из водонесущих коммуникаций; образование воронок депрессии от действия различных видов дренажей при строительстве и эксплуатации сооружений.

4.3.1.5 Для получения достоверных прогнозных оценок изменений гидрогеологических условий при проектировании сооружений I и II уровней ответственности можно использовать режимные наблюдения за подземными водами (на застраиваемой и прилегающей территориях), а также выполнять комплекс опытно-фильтрационных работ по определению фильтрационных параметров водоносных горизонтов.

4.3.1.6 Оценку возможных естественных сезонных и многолетних колебаний уровня подземных вод производят на основе данных многолетних режимных наблюдений по государственной стационарной сети с использованием результатов краткосрочных наблюдений, в том числе разовых замеров уровня подземных вод, выполняемых при инженерных изысканиях на площадке строительства.

4.3.1.7 Для разработки проектов сооружений и производства земляных работ необходимы данные о среднем многолетнем положении уровня подземных вод и их максимальном и минимальном уровнях за период наблюдений, а также о продолжительности стояния паводковых (весенних и летне-осенних) уровней подземных вод.

4.3.1.8 По характеру подтопления выделяют естественно подтопляемые территории (с глубинами залегания уровня подземных вод менее 3 м) и техногенно подтопляемые. Основными факторами подтопления являются: при строительстве - изменение условий поверхностного стока при вертикальной планировке территории, длительный разрыв между выполнением земляных и строительных работ; при эксплуатации - инфильтрация утечек, уменьшение испарения под зданиями и покрытиями и т.д.

4.3.1.9 По характеру техногенного воздействия застраиваемые территории подразделяют на: неподтопляемые, потенциально подтопляемые и осушаемые. Неподтопляемые территории - территории, на которых вследствие благоприятных природных условий (наличие проницаемых грунтов большой толщины, глубокое положение уровня подземных вод, дренированность территории) и благоприятных техногенных условий (отсутствие или незначительные утечки из коммуникаций, незначительный барражный эффект) не происходит заметного увеличения влажности грунтов основания и повышения уровня подземных вод. Потенциально подтопляемые территории - территории, на которых вследствие неблагоприятных природных и техногенных условий в результате их строительного освоения или в период эксплуатации возможно повышение уровня подземных вод, вызывающее нарушение условий нормальной эксплуатации сооружений, что требует проведения защитных мероприятий и устройства дренажей.

Осушаемые территории - территории, на которых происходит понижение уровня подземных вод в результате действия водоотлива в период строительства и действия дренажей в период эксплуатации сооружения, что вызывает оседание земной поверхности и может явиться причиной деформаций сооружений.

4.3.1.10 Степень потенциальной подтопляемости территории определяют на основе прогноза изменения гидрогеологических условий с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и прилегающих территорий, конструктивных и технологических особенностей проектируемых и существующих сооружений, в том числе инженерных сетей.

4.3.1.11 Для сооружений I и II уровней ответственности при соответствующем обосновании выполняют количественный прогноз изменения уровня подземных вод с учетом техногенных факторов на основе специальных комплексных исследований, включающих не менее годового цикла стационарных наблюдений за режимом подземных вод. В случае необходимости для выполнения указанных исследований помимо изыскательских привлекаются в качестве соисполнителей специализированные организации.

4.3.1.12 При прогнозировании понижения уровня подземных вод учитывают возможность возникновения дополнительных осадков территории в зоне развития депрессионной воронки и возведенных на ней сооружений вследствие увеличения

давления от собственного веса грунта. С учетом этого прогноза устанавливают режим водопонижения, рекомендовать сроки строительства и этапность освоения площади застройки, а также определять необходимость проведения защитных мероприятий, направленных на уменьшение зоны влияния строительного водопонижения и включающих как локальную защиту сооружений, так и защиту всей территории (устройство противодиффузионных завес и экранов, замораживание или инъекционное закрепление грунта и т.д.).

4.3.1.13 При подъеме уровня подземных вод можно учитывать возможность развития дополнительных осадок основания вследствие возможного ухудшения деформационных характеристик грунтов при их водонасыщении и изменения напряженного состояния сжимаемой толщи в результате гидростатического и гидродинамического взвешивания.

4.3.1.14 При строительстве подземных сооружений учитывают возможность возникновения барражного эффекта, который проявляется в подъеме уровня подземных вод перед преградой. Для количественной оценки барражного эффекта и обоснования защитных мер выполняют прогноз, используя методы математического моделирования.

4.3.1.15 Техногенное изменение уровня подземных вод на застраиваемой территории зависит от типа функционального использования территории: промышленные зоны, селитебные зоны с плотной, смешанной и низкоплотной застройкой, территории, занятые парками и лесами, и др.

Значение инфильтрационного питания грунтовой толщи W , мм/год, определяют по формуле

$$W = (1 - m)W_{ест} + W_{тех}, \quad (2)$$

где m - степень закрытости территории непроницаемыми покрытиями (асфальт, крыши и т.д.);

$W_{ест}$ - инфильтрационное питание, обусловленное естественным фоном инфильтрации, мм/год;

$W_{тех}$ - инфильтрационное питание, обусловленное техногенными факторами, мм/год.

Инфильтрационное питание $W_{тех}$ зависит от водопотребления по функциональным зонам.

Потери водопотребления, участвующие в формировании питания подземных вод, на территории селитебных районов составляют в среднем 3,6% суммарного водопотребления. Для промышленных зон эти потери зависят от характера производства и продолжительности эксплуатации и составляют от 4 % до 6% расхода воды.

4.3.1.16 Для сооружений I и II уровней ответственности количественный прогноз изменений гидрогеологических условий территории устанавливают для выполнения следующих расчетов:

- расчета водопритоков в котлован;
- оценки устойчивости основания и откосов котлована, а также возможности проявления суффозионных процессов;

- обоснования необходимости устройства противofильтрационной завесы и ее глубины;

- оценки влияния дренажа на прилегающие территории с определением размеров депрессионной кривой;

- оценки барражного эффекта;

- расчета давления подземных вод на подошву фундамента;

- оценки водопритокров к дренажу и определение зоны его влияния;

- оценки высоты зоны капиллярного водонасыщения.

4.3.1.17 Возможность прорыва напорными водами вышележащего водоупорного глинистого слоя грунта, подстилаемого слоем грунта с напорными водами, проверяют по условию

$$\gamma_w H_0 \leq \gamma_{II} h_0, \quad (3)$$

где γ_w - удельный вес воды, кН/м³;

H_0 - высота напора воды, отсчитываемая от подошвы проверяемого водоупорного слоя до максимального уровня подземных вод, м;

γ_{II} - расчетное значение удельного веса грунта проверяемого слоя, кН/м³;

h_0 - расстояние от дна котлована до подошвы проверяемого слоя грунта, м.

Если условие не удовлетворяется, предусматривают в проекте искусственное понижение напора водоносного слоя (откачка или устройство самоизливающихся скважин). Искусственное снижение напора подземных вод предусматриваются на срок, в течение которого сооружение приобретет достаточную массу и прочность, обеспечивающие восприятие нагрузки от напора подземных вод, но не ранее окончания работ по обратной засыпке грунта в пазухи котлована.

4.3.1.18 При проектировании фундаментов и подземных сооружений ниже пьезометрического уровня напорных подземных вод рассчитывают их давление и предусматривать мероприятия, предупреждающие их прорыв в котлованы, вспучивание дна котлована и всплытие сооружения.

При заложении фундаментов, а также подземных сооружений ниже пьезометрического уровня подземных вод учитывают следующие случаи:

- заглубление в грунт, подстилаемый водоносным слоем с напорными водами, когда возможен прорыв подземных вод в котлован, выпор грунтов основания, подъем полов и т.п.; в этом случае предусматривают мероприятия, снижающие напор (например, откачку воды из скважины), или увеличивать пригрузку на залегающий в основании грунт;

- заглубление в грунт водоносного слоя, когда возможны разрыхление грунтов, размывы, коррозия и другие повреждения фундаментов; в этом случае кроме снижения напора может предусматриваться также закрепление грунтов.

4.3.1.19 Если при прогнозируемом уровне подземных вод возможно ухудшение физико-механических свойств грунтов основания, развитие неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов, нарушение условий нормальной эксплуатации подземных помещений и т.п., в проекте предусматриваются соответствующие защитные мероприятия, в частности:

- гидроизоляция подземных конструкций;
- мероприятия, ограничивающие подъем уровня подземных вод, исключаящие утечки из водонесущих коммуникаций и т.п. (дренаж, противифльтрационные завесы, устройство специальных каналов для коммуникаций и т.д.);
- мероприятия, препятствующие механической или химической суффозии грунтов (шпунтовое ограждение, закрепление грунтов);
- устройство стационарной сети наблюдательных скважин для контроля развития процесса подтопления, своевременное устранение утечек из водонесущих коммуникаций и т.д.

Выбор одного или комплекса указанных мероприятий производится на основе технико-экономического анализа с учетом прогнозируемого уровня подземных вод, конструктивных и технологических особенностей, уровня ответственности и расчетного срока эксплуатации проектируемого сооружения, надежности и стоимости водозащитных мероприятий и т.п.

В необходимых случаях на стадии строительства и эксплуатации сооружения осуществляется гидрогеологический мониторинг для контроля возможного процесса подтопления или осушения, своевременного предотвращения утечек из водонесущих коммуникаций, прекращения или уменьшения объема откачек и т.д.

4.3.1.20 Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам заглубленных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, предусматриваются антикоррозионные мероприятия в соответствии с требованиями [1].

4.4 Глубина заложения фундаментов

4.4.1 Глубина заложения фундаментов принимается с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Выбор оптимальной глубины заложения фундаментов в зависимости от учета указанных выше условий рекомендуется выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов.

4.4.2 Нормативную глубину сезонного промерзания грунта принимают равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (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.

При использовании результатов наблюдений за фактической глубиной промерзания учитывают, что она определяется по температуре, характеризующей согласно [8] переход пластичномерзлого грунта в твердомерзлый грунт.

4.4.3 Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, при отсутствии данных многолетних наблюдений определяют на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4)$$

где M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, а при отсутствии в нем данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

d_0 - величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30 м; крупнообломочных грунтов - 0,34 м.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяют как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Нормативная глубина промерзания в районах, где грунт промерзает на глубину более 2,5 м., а также в горных районах (где резко изменяются рельеф местности, инженерно-геологические и климатические условия), определяются теплотехническим расчетом.

4.4.4 Расчетную глубину сезонного промерзания грунта, d_f , определяют по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5)$$

где d_{fn} - нормативная глубина промерзания, м, определяемая по 4.4.2 и 4.4.3;

k_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений - по таблице 2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Примечания

1 В районах с отрицательной среднегодовой температурой расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых сооружений определяются теплотехническим расчетом. Расчетная глубина промерзания определяется теплотехническим расчетом и в случае применения постоянной теплозащиты основания, а

также если тепловой режим проектируемого сооружения существенно влияет на температуру грунтов (холодильники, котельные и т.п.).

2 Для зданий с нерегулярным отоплением при определении k_h за расчетную температуру воздуха принимают ее среднесуточное значение с учетом длительности отапливаемого и неотапливаемого периодов суток.

Таблица 2 – Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания

1 Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $\alpha_f < 0,5$ м; если $\alpha_f \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_h повышают на 0,1, но не более чем до значения $k_h=1$; при промежуточном значении α_f значения коэффициента k_h определяют интерполяцией.

2 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа.

3 При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

4.4.5 Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается:

- для наружных фундаментов (от уровня планировки) по таблице 3;
- для внутренних фундаментов - независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

**Таблица 3 - Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины
расположения уровня подземных вод**

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	"
То же, при $I_L \geq 0$	"	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	"	То же
То же, при $I_L < 0,25$	"	Не менее $0,5d_f$

Примечания

1 В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, залегают до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

2 Положение уровня подземных вод принимаются с учетом положений подраздела 4.4.

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если:

- фундаменты опираются на мелкие пески и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;

- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

4.4.6 Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по таблице 2, считая от пола подвала или технического подполья.

При наличии в холодном подвале (техническом подполье) отапливаемого сооружения отрицательной среднезимней температуры глубину заложения внутренних фундаментов принимают по таблице 2 в зависимости от расчетной глубины промерзания грунта, определяемой по формуле (4) при коэффициенте $k_n = 1$. При этом нормативную

глубину промерзания, считая от пола подвала, определяют расчетом по 4.4.3 с учетом среднезимней температуры воздуха в подвале.

Глубину заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений с холодным подвалом (техническим подпольем) принимают наибольшей из значений глубины заложения внутренних фундаментов и расчетной глубины промерзания грунта с коэффициентом $k_n = 1$, считая от уровня планировки.

4.4.7 Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений назначаются по таблице 2, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья - от уровня планировки, а при их наличии - от пола подвала или технического подполья.

4.4.8 В проекте оснований и фундаментов предусматриваются мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания, а также промораживания их в период строительства.

4.4.9 При проектировании сооружений уровень подземных вод принимаются с учетом его прогнозирования на период эксплуатации сооружения по подразделу 4.4 и влияния на него водопонижающих мероприятий, если они предусмотрены проектом.

4.4.10 Фундаменты сооружения или его отсека закладываются на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимую разность Δh , определяют исходя из условия

$$\Delta h \leq a(tg\varphi_1 + c_1 / p), \quad (6)$$

где a - расстояние между фундаментами в свету, м;

φ_1, c_1 - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, кПа;

p - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности), кПа.

4.5 Расчет оснований по деформациям

4.5.1 Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений 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 надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Примечание – При проектировании сооружений, расположенных в непосредственной близости от существующих, учитывают дополнительные деформации оснований существующих сооружений от воздействия проектируемых сооружений.

4.5.2 Деформации основания подразделяют 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, например, как 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.;

провалы – деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями, горными выработками или зонами суффозионного выноса грунта.

4.5.3 Деформации основания в зависимости от причин возникновения подразделяют на два вида:

первый – деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);

второй – деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, подъемы и т.п.).

4.5.4 Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия совместной работы сооружения и основания.

Деформации основания допускается определять без учета совместной работы сооружения и основания в случаях, оговоренных в 4.2.1.

4.5.5 Совместная деформация основания и сооружения характеризуются:

- абсолютной осадкой (подъемом) основания s отдельного фундамента;

- средней осадкой основания сооружения \bar{s} ;

- относительной разностью осадок (подъемов) двух фундаментов $\frac{\Delta s}{L}$ (L - расстояние между фундаментами);

- креном фундамента (сооружения) i ;

- относительным прогибом или выгибом $\frac{f}{L}$ (L - длина однозначно изгибаемого участка сооружения);

- кривизной изгибаемого участка сооружения - ρ ;
- относительным углом закручивания сооружения - θ ;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) - u_h .

4.5.6 Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (7)$$

где S - совместная деформация основания и сооружения;

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями 4.9.1-4.9.4.

Примечания

1 Для определения совместной деформации основания и сооружения S могут использоваться методы, указанные в 4.1.4.

2 В необходимых случаях для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов и прогноза времени консолидации основания производится расчет осадок во времени.

3 Осадки основания, происходящие в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций), допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружений.

4 При расчете оснований по деформациям учитывают возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения мероприятий, указанных в подразделе 4.8.

4.5.7 Расчетная схема основания, используемая для определения совместной деформации основания и сооружения принимаются в соответствии с указаниями пп 4.1.6. Расчет деформаций основания при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R можно выполнять, применяя расчетную схему в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c .

Примечание – Деформации основания рекомендуется определять с учетом изменения свойств грунтов в результате природных и техногенных воздействий на грунты в открытом котловане.

4.6 Определение расчетного сопротивления грунта основания

4.6.1 При расчете деформаций основания с использованием расчетной схемы, среднее давление под подошвой фундамента p не превышает расчетное сопротивление грунта основания R , определяемое по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (8)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 4;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам приложения Г;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 5;

k - коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м; $k_2 = z_0 / b + 0,2$, при $b < 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_{II} допускается увеличивать b на $2h_{II}$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле. При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (9)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{sf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_{II} допускается увеличивать d_1 на h_{II} .

Примечания

1 Формулу (8) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , значение b принимают равным \sqrt{A} .

2 Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (8), допускается принимать равными их нормативным значениям.

3 Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании увеличиваются, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, например, фундаменты прерывистые, щелевые, с промежуточной подготовкой и др.

4 Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать, применяя коэффициент k_d по Таблице 7.

5 Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (8) принимают $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

4.6.2 Определение расчетного сопротивления оснований R , сложенных рыхлыми песками, выполняются на основе специальных исследований. Значение R , найденное для рыхлых песков по формуле (8) при $\gamma_{c1} = 1$ и $\gamma_{c2} = 1$, уточняются по результатам испытаний штампа (не менее трех). Размеры и форма штампа принимают близкими к форме и размерам проектируемого фундамента, но не менее 0,5 м.

4.6.3 Значение R вычисляют на глубине заложения фундамента, определяемой от уровня планировки срезкой или подсыпкой; в последнем случае в проекте оговариваются требование об устройстве насыпи до приложения полной нагрузки на фундаменты.

Допускается принимать глубину заложения фундамента от пола подвала менее 0,5 м, если удовлетворяется расчет по несущей способности.

4.6.4 Расчетные значения φ_{II} , c_{II} и γ_{II} определяют при доверительной вероятности α , принимаемой для расчетов по II предельному состоянию равной 0,85. Указанные характеристики находят для слоя грунта толщиной z ниже подошвы фундамента: $z = b/2$ при $b < 10$ м и $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $Z_1 = 4$ м).

Если толща грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов или выше ее, неоднородна по глубине, то принимают средневзвешенные значения ее характеристик.

4.6.5 При назначении коэффициента условий работы γ_{c2} в формуле (8) следует иметь в виду, что к числу зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой относятся:

- здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены при малом их шаге;
- сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен и др.

Таблица 4 – Коэффициенты γ_{c1}, γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких, пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2

Таблица 4 – Коэффициенты γ_{c1}, γ_{c2} (продолжение)

Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания

1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований.

2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице.

3 При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.

4 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равными единице.

4.6.6 Предварительные размеры фундаментов назначают по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетного сопротивления грунтов основания R_0 в соответствии с приложением Б. Значениями R_0 допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III уровня ответственности, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не изменяется в пределах глубины, равной двойной наибольшей ширине фундамента, считая от его подошвы.

Таблица 5 – Коэффициенты M_γ, M_q, M_c

Угол внутреннего трения φ_H , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c
1	2	3	4
0	0	1,00	3,14
1	0,01	1,06	3,23
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,18	3,41
4	0,06	1,25	3,51
5	0,08	1,32	3,61
6	0,10	1,39	3,71
7	0,12	1,47	3,82
8	0,14	1,55	3,93
9	0,16	1,64	4,05
10	0,18	1,73	4,17

Таблица 5 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c (продолжение)

11	0,21	1,83	4,29
12	0,23	1,94	4,42
13	0,26	2,05	4,55
14	0,29	2,17	4,69
15	0,32	2,30	4,84
16	0,36	2,43	4,99
17	0,39	2,57	5,15
18	0,43	2,73	5,31
19	0,47	2,89	5,48
20	0,51	3,06	5,66
21	0,56	3,24	5,84
22	0,61	3,44	6,04
23	0,69	3,65	6,24
24	0,72	3,87	6,45
25	0,78	4,11	6,67
26	0,84	4,37	6,90
27	0,91	4,64	7,14
28	0,98	4,93	7,40
29	1,06	5,25	7,67
30	1,15	5,59	7,95
31	1,24	5,95	8,24
32	1,34	6,34	8,55
33	1,44	6,76	8,88
34	1,55	7,22	9,22
35	1,68	7,71	9,58
36	1,81	8,24	9,97
37	1,95	8,81	10,37
38	2,11	9,44	10,80
39	2,28	10,11	11,25
40	2,46	10,85	11,73
41	2,66	11,64	12,24
42	2,88	12,51	12,79
43	3,12	13,46	13,37
44	3,38	14,50	13,98
45	3,66	15,64	14,64

4.6.7 Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляют по формуле (8) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

Если содержание заполнителя превышает 40%, значение R для крупнообломочных грунтов допускается определять по характеристикам заполнителя.

4.6.8 Расчетное сопротивление грунтов основания R в случае их уплотнения или устройства грунтовых подушек определяются исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

4.6.9 Для ленточных фундаментов, когда ширина типовых сборных железобетонных плит совпадает с шириной, полученной по расчету, применяются плиты с угловыми вырезами.

4.6.10 Ленточные фундаменты иногда проектируются с прерывистой укладкой плит (прерывистые фундаменты). Расчетное сопротивление грунтов основания R для прерывистых фундаментов определяют как для ленточных фундаментов по указаниям 4.6.1-4.6.4 с повышением значения R коэффициентом k_d , принимаемым по таблице 6.

4.6.11 Прерывистые фундаменты с повышением расчетного сопротивления основания не рекомендуются:

- в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;
- при сейсмичности 7 баллов и более.

4.6.12 При устройстве прерывистых фундаментов также могут применяться плиты с угловыми вырезами за исключением следующих случаев:

- при залегании под подошвой фундаментов рыхлых песков;
- при сейсмичности района 7 баллов и более (в этом случае можно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты);
- при неравномерном напластовании грунтов в пределах сооружения;
- при залегании ниже подошвы фундаментов глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$.

4.6.13 При совпадении ширины типовой сборной железобетонной плиты с шириной фундамента, полученной по расчету, плиты прямоугольной формы и с угловыми вырезами укладывают в виде непрерывной ленты. В этом случае расчетное сопротивление грунта основания R , вычисленное по формуле (8), может быть повышено в соответствии с рекомендациями 4.6.17.

При несовпадении ширины фундамента, полученной по расчету, с шириной типовой сборной плиты, проектируют прерывистые фундаменты. Для прерывистых фундаментов, проектируемых с повышением расчетного сопротивления основания, вычисленного по формуле (8), коэффициент повышения принимают не больше значений, приведенных в таблице 6, а для плит прямоугольной формы, кроме того, принимают не больше коэффициента k'_d , приведенного в таблице 7.

4.6.14 Для фундаментов с промежуточной подготовкой переменной жесткости расчетное сопротивление грунта основания под бетонной частью определяют по формуле (8). При этом расчетное сопротивление грунта основания под бетонной частью фундамента принимают не менее $2R$.

4.6.15 Расчет осадки ленточных с угловыми вырезами и прерывистых фундаментов производят как расчет сплошного ленточного фундамента на среднее давление, отнесенное к общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы.

Таблица 6 – Значения коэффициента k для грунтов

Вид фундаментных плит	Коэффициент k для грунтов		
	пески (кроме рыхлых) при коэффициенте пористости		
	$e \leq 0,5$	$e = 0,6$	$e \geq 0,7$
	глинистые при показателе текучести I_L		
	$I_L \leq 0$	$I_L = 0,25$	$I_L \geq 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15

Примечание - При промежуточных значениях e и I_L коэффициент k_d определяют интерполяцией.

Таблица 7 – Значения коэффициента k'_d

Расчетная ширина ленточного фундамента b , м	Ширина прерывистого фундамента b_b , м	k'_d
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2	1,18
1,8	2	1,17
1,9	2	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,1
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,15
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,13
3	3,2	1,11
3,1	3,2	1,09

4.6.16 При увеличении нагрузок на основание существующих сооружений (например, при реконструкции) расчетное сопротивление грунтов основания принимаются в соответствии с данными об их физико-механических свойствах с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружения, продолжительностью его эксплуатации, ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты и их влияния на примыкающие сооружения.

4.6.17 Расчетное сопротивление грунта основания R , вычисленное по формуле (8), может быть повышено в зависимости от соотношения расчетной осадки основания s (при давлении p , равном R) и предельной осадки S_u (4.9.1-4.9.4).

Рекомендуется принимать следующие значения повышенного расчетного сопротивления R_{II} :

а) при $s \leq 0,4s_u$, $R_{II} = 1,2R$;

б) при $s \geq 0,7s_u$, $R_{II} = R$;

в) при $0,7s_u > s > 0,4s_u$ определяют интерполяцией.

При соответствующем обосновании допускается при $s \leq 0,4s_u$ принимать $R_{II} = 1,3R$.

Указанное повышение давления не вызывают деформации основания свыше 80% предельных и превышать значение давления из условия расчета основания по несущей способности в соответствии с требованиями подраздела 4.6.

4.6.18 При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента назначаются такими, чтобы для суммарного напряжения σ_z обеспечивалось условие

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10)$$

где σ_{zp}, σ_{zy} и σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента (см. 4.7.1), кПа;

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине z , вычисленное по формуле (8) для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (11)$$

где $A_z = N / \sigma_{zp}; a = (l - b / 2)$;

здесь N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

l и b - соответственно длина и ширина фундамента.

4.6.19 Давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям), как правило, определяются с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не превышают $1,2R$ и в угловой точке - $1,5R$ (здесь R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с требованиями 4.6.1-4.6.18).

4.6.20 При расчете внецентренно нагруженных фундаментов эпюры давлений трапециевидные и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей e более $l/6$.

Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15т, для сооружений башенного типа (труб, домен и других), а также для всех видов сооружений при расчетном сопротивлении грунта основания $R < 150$ кПа размеры фундаментов рекомендуется назначать такими,

чтобы эпюра давлений была трапецевидной, с отношением краевых давлений $p_{\min} / p_{\max} \geq 0,25$.

Для фундаментов бескрановых зданий с подвесным транспортным оборудованием допускается треугольная эпюра давлений с нулевой ординатой на расстоянии не более $1/4$ длины подошвы фундамента, что соответствует относительному эксцентриситету равнодействующей e не более $l/4$.

Требования, ограничивающие допустимый эксцентриситет, относятся к любым основным сочетаниям нагрузок.

В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается треугольная эпюра с относительным эксцентриситетом равнодействующей $e = l/6$.

Примечание – При значительных моментных нагрузках с целью уменьшения краевых давлений рекомендуется применение фундаментов с анкерами.

4.6.21 Краевые давления p , кПа, определяют по формулам:

при относительном эксцентриситете $e/l \leq l/6$

$$p = N / A + \gamma_{mt} d \pm M / W, \quad (12)$$

при относительном эксцентриситете $e/l \leq l/6$

$$p = 2(N + \gamma_{mt} d l b) / (3b C_0), \quad (13)$$

где N - сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

A - площадь подошвы фундамента, m^2 ;

γ_{mt} - средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента; принимают равным 20 кН/м^3 ;

d - глубина заложения фундамента, м;

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, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

W - момент сопротивления площади подошвы фундамента, m^3 ;

C_0 - расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, м, определяемое по формуле

$$C_0 = l/2 - M / (N + \gamma_{mt} d l b); \quad (14)$$

e - эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, определяемый по формуле

$$e = M / (N + \gamma_{ml} d l b). \quad (15)$$

4.6.22 При наличии моментов M_x и M_y , действующих в двух направлениях, параллельных осям x и y прямоугольного фундамента, наибольшее давление в угловой точке p_{\max} , кПа, определяют по формуле

$$p_{\max} = N / A + \gamma_{ml} d + M_x / W_x + M_y / W_y, \quad (16)$$

где N, A, γ_{ml}, W - то же, что и в формуле (9).

4.6.23 При наличии на полах сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q крайние и средние значения эпюры давления по подошве можно увеличивать на нагрузку q .

Нагрузку на полы промышленных зданий q допускается принимать равной 20 кПа, если в технологическом задании на проектирование не указывается большее значение этой нагрузки.

4.7 Определение осадки основания

4.7.1 Осадку основания s , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{\theta,i}}, \quad (17)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение вертикального нормального напряжения (далее - вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

4.7.2 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_z = \sigma_{zp} - \sigma_{zm}$ зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения σ_{zp} , кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (18)$$

где α - коэффициент, принимаемый по Таблице 8 в зависимости от относительной глубины ζ , равной $2z/b$;

p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

4.7.3 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{zy} = \sigma_{zg} - \sigma_{zu}$, кПа, на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле

$$\sigma_{zy} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (19)$$

где α - то же, что и в формуле (18);

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' - удельный вес грунта, кН/м³, расположенного выше подошвы.

4.7.4 При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (17) не учитывать второе слагаемое.

4.7.5 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zp,0}$, осадку фундамента определяют по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} h_i}{E_{\theta,i}}, \quad (20)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{\theta,i}$ и n - то же, что и в формуле (17).

4.7.6 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента $\sigma_{zp,c}$ кПа, по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, определяют по формуле

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p / 4, \quad (21)$$

где α - коэффициент, принимаемый по Таблице 8 в зависимости от значения $\zeta = z/b$;

p - то же, что и в формуле (15).

Вертикальные напряжения $\sigma_{zp,a}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через произвольную точку A (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с давлением по подошве, равным p), определяют

алгебраическим суммированием напряжений $\sigma_{zp,cj}$, кПа, в угловых точках четырех фиктивных фундаментов по формуле

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj} . \quad (22)$$

Таблица 8 – Значения коэффициента α для фундаментов

ζ	Коэффициент α для фундаментов							ленточных ($\eta \geq 10$)
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122

Таблица 8 – Значения коэффициента α для фундаментов (продолжение)

10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания

1 В таблице обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.

2 Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимают как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3 Для промежуточных значений ζ и η коэффициенты α определяют интерполяцией.

4.7.7 Вертикальные напряжения $\sigma_{zp,nf}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяют по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}, \quad (23)$$

где σ_{zp} - то же, что и в формуле (15), кПа;

$\sigma_{zp,ai}$ - вертикальные напряжения от соседнего фундамента или нагрузок;

k - число влияющих фундаментов или нагрузок.

4.7.8 При сплошной равномерно распределенной нагрузке на поверхности земли интенсивностью q , кПа (например, от веса планировочной насыпи) значение $\sigma_{zp,nf}$ по формуле (23) для любой глубины z определяют по формуле $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$.

4.7.9 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} , кПа, на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (24)$$

где γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

γ_i и h_i - соответственно удельный вес, кН/м³, и толщина i -го слоя грунта, м.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, принимаются с учетом взвешивающего действия воды.

При определении σ_{zg} в водоупорном слое и ниже него учитывают давление столба воды, расположенного выше водоупорного слоя.

4.7.10 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$:

а) $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м;

б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м;

в) при $b < 5 \leq 20$ м k определяют интерполяцией (σ_{zp}, σ_{zg} определяют по формулам (18) и (24). При этом глубина сжимаемой толщи принимают не меньше $b/2$ при $b/10$ м и $(4+0,1b)$ при $b > 10$ м.

Если в пределах глубины H_c , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100 \text{ МПа}$, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5 \text{ МПа}$ или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

При расчете осадок различных точек плитного фундамента, глубину сжимаемой толщи допускается принимать постоянной, в пределах всего плана фундамента (при отсутствии в ее составе грунтов с модулем деформации $E > 100 \text{ МПа}$)

4.7.11 При возведении нового объекта на застроенной территории, дополнительные деформации оснований существующих сооружений, от воздействия нового сооружения определяют с учетом, разгрузки от выемки грунта в котловане, вертикальной нагрузки от вновь возводимого сооружения и других факторов, используя, как правило, численные методы. Для расчета дополнительных деформаций, вызванных вертикальными нагрузками от вновь возводимого сооружения, допускается использовать расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства.

При выборе метода расчета учитывают уровень ответственности существующего сооружения, конструктивные особенности и типы фундаментов нового и существующего сооружений, глубину котлована, а также метод строительства.

4.8 Определение крена фундамента

4.8.1 Крен отдельных фундаментов или сооружений в целом вычисляются с учетом момента в уровне подошвы фундамента, влияния соседних фундаментов, нагрузок на прилегающие площади и неравномерности сжимаемости основания.

При определении кренов фундаментов, как правило, учитывают заглубление фундамента, жесткость надфундаментной конструкции, а также возможность увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

4.8.2 Крен фундамента i при действии внецентренной нагрузки определяют по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{N_e}{(a/2)^3}, \quad (25)$$

где k_e - коэффициент, принимаемый по Таблице 9;

E и ν - соответственно модуль деформации, кПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания (значение ν принимают по Таблице 10); в случае неоднородного основания значения E и ν принимают средними в пределах сжимаемой толщи;

N - вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, кН;

e - эксцентриситет, м;

a - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента (м), в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимают

$$a = 2\sqrt{A/\pi}.$$

4.8.3 Средние (в пределах сжимаемой толщи H_c) значения модуля деформации \bar{E} , кПа, и коэффициента Пуассона $\bar{\nu}$ грунтов основания определяют по формулам:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum_{i=1}^n (A_i / E_i); \quad (26)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H_c, \quad (27)$$

где A_i - площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта (допускается принимать $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ (см. 4.7.1);

E_i, ν_i, h_i - соответственно модуль деформации, кПа, коэффициент поперечной деформации и толщина i -го слоя грунта, см;

H_c - сжимаемая толщина, определяемая по 4.7.10, см;

n - число слоев, отличающихся значениями E и ν в пределах сжимаемой толщи H_c .

Таблица 9 – Значения коэффициента k_ϕ

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициент k_ϕ при $\eta = l/b$, равном						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07
Круглый	0,75						

Примечание – Крен фундамента, возникающий в результате неравномерности сжимаемости основания, определяют численными методами (например, МКЭ).

Таблица 10 – Значения коэффициента поперечной деформации ν

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν
Крупнообломочные грунты	0,27
Пески и супеси	0,30-0,35
Суглинки	0,35-0,37
Глины при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20-0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38-0,45
Примечание – Меньшие значения применяют при большей плотности грунта.	

4.9 Пределные деформации оснований

4.9.1 Пределные значения совместной деформации основания и сооружения $s_{u,c}$ и $s_{u,f}$ устанавливают исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформации сооружения (изменение проектных уровней и положений сооружения в целом, отдельных его элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т.п.) - $s_{u,c}$;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения, - $s_{u,f}$.

4.9.2 Пределные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям $s_{u,c}$ устанавливаются соответствующими нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

Проверку соблюдения условия $s \leq s_{u,c}$ производят при разработке типовых и индивидуальных проектов в составе расчетов сооружения во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

4.9.3 Пределные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций $s_{u,f}$ устанавливаются при проектировании на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием.

Значение $s_{u,f}$ допускается не устанавливать для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен), а также для

сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

При разработке типовых проектов сооружений на основе значений $s_{u,c}$ и $s_{u,f}$ как правило, устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов, упрощающие расчет оснований по деформациям при их привязке к местным грунтовым условиям:

а) предельные значения степени изменчивости сжимаемости грунтов α_E основания, соответствующие различным значениям среднего модуля деформации грунтов в пределах плана сооружения \bar{E} или средней осадки основания \bar{s} ;

б) предельную неравномерность деформаций основания Δs_u^0 , соответствующую нулевой жесткости сооружения;

в) перечень грунтов с указанием их простейших характеристик свойств, а также характера напластований, при наличии которых не требуется выполнять расчет оснований по деформациям.

Примечания

1 Степень изменчивости сжимаемости основания α_E определяют отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к наименьшему значению.

2 Среднее значение модуля деформации грунтов основания \bar{E} в пределах плана сооружения определяют как средневзвешенное с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения.

4.9.4 Предельные значения деформаций оснований допускается принимать согласно Приложению В, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием и в задании на проектирование не установлены значения $s_{u,c}$ (см. 4.9.1, 4.9.2).

4.9.5 В проектах сооружений, расчетная осадка которых превышает 8 см, как правило, предусматривать соответствующий строительный подъем сооружения, а также мероприятия, не допускающие изменений проектных уклонов вводов и выпусков инженерных коммуникаций и обеспечивающие сохранность коммуникаций в местах их пересечения со стенами сооружения.

4.9.6 Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчетное сопротивление грунтов основания (см. 4.6.1-4.6.18) и выполняется одно из следующих условий:

- а) степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной (по 4.9.3, а);
- б) инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта (по 4.9.3, в);
- в) грунтовые условия площадки строительства сооружений, перечисленных в Таблице 11, относятся к одному из вариантов, указанных в этой таблице.

Таблица 11 - Варианты грунтовых условий

Сооружения	Варианты грунтовых условий
1 Производственные здания Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно. Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6х9 м	1 Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40% 2 Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3 Пески любой крупности, только плотные 4 Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ 5 Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2, а $I_L \leq 0,5$
2 Жилые и общественные здания Прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей: а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно; б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно	6 Пески, кроме пылеватых при $e \leq 0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами при $e > 0,5$ и $I_L < 0,5$ независимо от порядка их залегания

Примечания

1 Таблицей допускается пользоваться для сооружений, в которых площади отдельных фундаментов под несущие конструкции отличаются не более чем в два раза, а также для сооружений иного назначения при аналогичных конструкциях и нагрузках.

2 Таблица не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы свыше 20 кПа.

4.10 Расчет оснований по несущей способности

4.10.1 Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Принимаемая в расчете схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) как статически, так и кинематически возможна для данного воздействия и конструкции фундамента или сооружения.

4.10.2 Расчет оснований по несущей способности производят исходя из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (28)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, кН, определяемая в соответствии с подразделом 4.2;

F_u - сила предельного сопротивления основания, кН;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых

1,0

для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в 0,9
стабилизированном состоянии

для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии 0,85

для скальных грунтов:

невыветрелых и слабыветрелых 1,0

выветрелых 0,9

сильновыветрелых 0,8

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

Примечание – В случае неоднородных грунтов средневзвешенное значение γ_c принимают в пределах толщины $b_1 + 0,1b$ (но не более $0,5b$) под подошвой фундамента, где b - сторона фундамента, м, в направлении которой предполагается потеря устойчивости, а $b_1 = 4$ м.

4.10.3 Вертикальную составляющую силу предельного сопротивления основания N_u , кН, сложенного скальными грунтами, независимо от глубины заложения фундамента вычисляют по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (29)$$

где R_c - расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта, кПа;

b' и l' - соответственно приведенные ширина и длина фундамента, м, вычисляемые по формулам:

$$b' = b - 2e_b; l' = l - 2e_l; \quad (30)$$

здесь e_b и e_l - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

4.10.4 Сила предельного сопротивления основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, определяются исходя из условия, что соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями по всем поверхностям скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (31)$$

где φ_1 и c_1 - соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта (подраздел 4.3).

4.10.5 Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, органоминеральными и органическими

грунтами (при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ см²/год), определяются с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления в поровой воде u . При этом соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями принимают по зависимости

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (32)$$

где φ_1 и c_1 - соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания и определяются по результатам консолидированного среза [4].

Избыточное давление в поровой воде допускается определять методами фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости приложения нагрузки на основание.

При соответствующем обосновании (высокие темпы возведения сооружения или нагружения его эксплуатационными нагрузками, отсутствие в основании дренирующих слоев грунта или дренирующих устройств) допускается в запас надежности принимать $\varphi_1 = 0$, а c_1 - соответствующим нестабилизированному состоянию грунтов основания и равным прочности грунта по результатам неконсолидированного среза c_u [4] (см. 4.6.14).

4.10.6 При проверке несущей способности основания фундамента учитывают, что потеря устойчивости может происходить по следующим возможным вариантам (в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих равнодействующей, а также значения эксцентриситета):

- плоский сдвиг по подошве;
- глубинный сдвиг;
- смешанный сдвиг (плоский сдвиг по части подошвы и глубинный сдвиг по поверхности, охватывающей оставшуюся часть подошвы).

Учитывают форму фундамента и характер его подошвы, наличие связей фундамента с другими элементами сооружения, напластование и свойства грунтов основания.

Проверку устойчивости основания отдельного фундамента производят с учетом работы основания всего сооружения в целом.

4.10.7 Расчет оснований по несущей способности в общем случае выполняют методами теории предельного равновесия, основанными на поиске наиболее опасной поверхности скольжения и обеспечивающими равенство сдвигающих и удерживающих сил. Возможные поверхности скольжения, отделяющие сдвигаемый массив грунта от неподвижного, могут быть приняты круглоцилиндрическими, ломаными, в виде логарифмической спирали и другой формы.

4.10.8 Возможные поверхности скольжения могут полностью или частично совпадать с выраженными ослабленными поверхностями в грунтовом массиве или пересекать слои слабых грунтов; при их выборе учитывают ограничения на перемещения грунта, вытекающие из конструктивных особенностей сооружения. При расчете учитываются различные сочетания нагрузок, отвечающие как периоду строительства, так и периоду эксплуатации сооружения.

4.10.9 Для каждой возможной поверхности скольжения вычисляют предельную нагрузку. При этом используют соотношения между вертикальными, горизонтальными и моментными компонентами нагрузки, которые ожидаются в момент потери устойчивости, и описывают нагрузку одним параметром. Этот параметр определяется из условия равновесия сил (в проекции на заданную ось) или моментов (относительно заданной оси). В качестве предельной нагрузки принимают минимальное значение.

4.10.10 В число рассматриваемых при определении равновесия сил включают вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки от сооружения, вес грунта, фильтрационные силы, силы трения и сцепления по выбранной поверхности скольжения, активное и (или) пассивное давление грунта на сдвигаемую часть грунтового массива вне поверхности скольжения.

4.10.11 Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления N_u , кН, основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (33), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает $0,5R$ (R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с 4.6.1-4.6.18)

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (33)$$

где b' и l' - то же, что и в формуле (30), при этом буквой b обозначена сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

N_γ, N_q, N_c - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по Таблице 12 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента;

γ_I и γ'_I - расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м³, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды для грунтов, находящихся выше водоупора);

c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;

d - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимают значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta, \xi_q = 1 + 1,5/\eta, \xi_c = 1 + 0,3/\eta; \quad (34)$$

здесь $\eta = l/b$;

l и b - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям l' и b' , определяемым по формуле (30).

Если $\eta = l/b < 1$, в формулах (34) принимать $\eta = 1$.

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяют из условия

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (35)$$

где F_h и F_v - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента, кН.

Расчет по формуле (33) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (36)$$

Примечания

1 При использовании формулы (33) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок можно учитывать активное давление грунта.

2 Если условие (36) не выполняется, производить расчет фундамента на сдвиг по подошве (4.6.12).

3 При соотношении сторон фундамента $\eta > 5$ фундамент рассматривается как ленточный и коэффициенты ξ_γ, ξ_q, ξ_c , принимают равными единице.

Таблица 12 - Коэффициенты несущей способности

Угол внутрен- него трения грунта φ_1 , град.	Обозна- чение коэффи- циентов	Коэффициенты несущей способности, N_γ, N_q, N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град., равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	5,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	N_γ	0,20	0,05-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57	1,26-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	6,49	2/93-	4,9	-	-	-	-	-	-	-
10	N_γ	0,60	0,42	0,12							
	N_q	2,47	2,16	1,6							
	N_c	8,34	6,57	3,38	9,8						

Таблица 12 - Коэффициенты несущей способности (продолжение)

15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21						
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,01						
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94	14,5					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36					
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69					
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,45	18,9				
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58				
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6				
	N_c	20,72	17,5	14,26	10,99	7,68	5,58	22,9			
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95			
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,6	4,95			
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85	26,5		
35	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19		29,8		
	N_γ	27,50	20,5	14,63	9,79	6,08	3,38				
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,2				
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79		
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,1	10,46		
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27	32,7	
45	N_γ	177,6	126,1	86,2	56,5	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22	
	N_q	134,8	108,2	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42	
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82	35,2
Примечания											
1 При промежуточных значениях φ_1 и δ коэффициенты N_γ, N_q, N_c допускается определять интерполяцией.											
2 В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ' . исходя из условия (36).											

4.10.12 Расчет фундамента на сдвиг по подошве производят исходя из условия

$$\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (37)$$

где $\sum F_{s,a}$ и $\sum F_{s,r}$ - суммы проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, кН, определяемых с учетом активного и пассивного давлений грунта на боковые грани фундамента, коэффициента трения подошвы

фундамента по грунту, а также силы гидростатического противодействия (при уровне подземных вод выше подошвы фундамента);

γ_c и γ_n - то же, что и в формуле (28).

4.10.13 Расчет на плоский сдвиг по подошве производят при наличии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент в случаях:

- нарушения условия (36) применимости формулы (33);
- наличия слоя грунта с низкими значениями прочностных характеристик непосредственно под подошвой фундамента;
- в случаях, указанных в 4.10.14.

4.10.14 Предельное сопротивление основания (однородного ниже подошвы фундамента до глубины не менее $0,75b$), сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами (4.10.5), допускается определять следующим образом:

а) вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента n_u , кН/м, - по формуле

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos)c_I], \quad (38)$$

где b' - то же, что и в формуле (29);

q - пригрузка с той стороны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная составляющая нагрузки, кПа;

$c_I = c_u$ - то же, что и в (31);

$\pi = 3,14$;

α - угол, рад, определяемый по формуле

$$\alpha = \arcsin(f_h / b'c_I), \quad (39)$$

здесь f_h - горизонтальная составляющая расчетной нагрузки на 1 м длины фундамента с учетом активного давления грунта, кН/м.

Формулу (38) допускается использовать, если выполняется условие

$$(f_h \leq b'c_I). \quad (40)$$

б) силу предельного сопротивления основания прямоугольного ($l \leq 3b$) фундамента при действии на него вертикальной нагрузки допускается определять по формуле (33), полагая

$$\varphi_I = 0, \xi_c = 1 + 0,11/\eta, c_I = c_u.$$

Во всех случаях, если на фундамент действуют горизонтальные нагрузки и основание сложено грунтами в нестабилизированном состоянии, производят расчет фундамента на сдвиг по подошве.

5 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ НА СПЕЦИФИЧЕСКИХ ГРУНТАХ

5.1 Просадочные грунты

5.1.1 Основания, сложенные просадочными грунтами, проектируются с учетом их особенности, заключающейся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня происходит потеря прочности грунта и они дают дополнительные деформации - просадки - от внешней нагрузки и (или) собственного веса грунта.

5.1.2 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, учитывают возможность повышения их влажности за счет:

а) замачивания грунтов - сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод;

б) накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности.

5.1.3 Просадочные грунты характеризуются относительной просадочностью и начальным просадочным давлением.

Нормативные значения ε_{sl} и p_{sl} вычисляют как средние значения результатов их определений [2], а расчетные значения допускается принимать равными нормативным.

5.1.4 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, учитываются:

а) просадки от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, происходящие в пределах верхней зоны просадки $h_{sl,p}$, измеряемой от подошвы фундамента до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению или сумма указанных напряжений минимальна;

б) просадки от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, происходящие в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$, начиная с глубины, где суммарные вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление p_{sl} или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальна, и до нижней границы просадочной толщи;

в) неравномерность просадки грунтов Δs_{sl} ;

г) горизонтальные перемещения основания u_{sl} в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;

д) потеря устойчивости откосов и склонов;

е) дополнительные нагрузки вследствие образования в грунтовой толще водных куполов

Примечание – Просадку грунтов учитывают при относительной просадочности $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

5.1.5 При определении просадок грунтов и их неравномерности учитывают: характер планировки территории (наличие выемок и срезки или насыпей и подсыпок, которые

оказывают влияние на напряженное состояние грунтов основания, а также на вид и размер просадок); возможные виды, размеры и места расположения источников замачивания грунтов; конструктивные особенности сооружения, в частности наличие тоннелей, подвалов под частью сооружения и т.п.; дополнительные нагрузки на глубокие фундаменты, уплотненные и закрепленные массивы от сил негативного трения, возникающих при просадках грунтов от собственного веса.

Кроме того, учитывают, что при замачивании сверху больших площадей (ширина замачиваемой площади B_w равна или превышает толщину слоя просадочного грунта - просадочную толщу H_{sl}) и замачивании снизу за счет подъема уровня подземных вод полностью проявляется просадка от собственного веса $s_{sl,g}$, а при замачивании сверху малых площадей $B_w < H_{sl}$ проявляется лишь только часть ее $s'_{sl,g}$.

Примечание – При определении неравномерности просадок грунтов учитывают возможные наиболее неблагоприятные виды и места расположения источников замачивания по отношению к рассчитываемому фундаменту или сооружению в целом.

5.1.6 Грунтовые условия площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяют на два типа:

I тип – грунтовые условия, в которых возможна в основном просадка грунтов от внешней нагрузки, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;

II тип – грунтовые условия, в которых помимо просадки грунтов от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса и размер ее превышает 5 см.

5.1.7 При расчете оснований, сложенных просадочными грунтами, учитывают деформации основания определяют суммированием осадок и просадок. Осадки основания определяют без учета просадочных свойств грунтов исходя из деформационных характеристик грунтов при установившейся влажности.

Установившееся значение влажности принимают равным природной влажности w , если $w \geq w_p$, и влажности на границе раскатывания w_p , если $w < w_p$.

Примечание – Также учитывать осадки подстилающих просадочную толщу грунтов, которые могут быть вызваны изменением напряженного состояния грунтового массива из-за нагрузок: от зданий и сооружений, грунтовых подушек, подсыпок при выполнении вертикальной планировки, а также от веса воды при водонасыщении просадочной толщи и т.п.

5.1.8 Расчетное сопротивление грунта основания при возможном замачивании просадочных грунтов принимают равным:

- начальному просадочному давлению p_{sl} при устранении возможности просадки грунтов от внешней нагрузки путем снижения давления по подошве фундамента;

- значению, вычисленному по формуле (8 и 10) с использованием расчетных значений прочностных характеристик в водонасыщенном состоянии.

При невозможности замачивания просадочных грунтов расчетное сопротивление грунта основания определяют по формуле (8 и 10) с использованием прочностных характеристик этих грунтов при установившейся влажности.

5.1.9 При устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением обеспечивают, чтобы полное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало начальное просадочное давление p_{sl} .

5.1.10 Просадку грунтов основания s_{sl} , см, при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод определяют по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (41)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта;

h_i - толщина i -го слоя, см;

$k_{sl,i}$ - коэффициент;

n - число слоев, на которое разбита зона просадки h_{sl} .

5.1.11 Относительную просадочность грунта определяют на основе испытаний грунта в лабораторных условиях [9], [10], [11] по формуле

$$sl = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (42)$$

где $h_{n,p} - h_{sat,p}$ - высота образца, см, соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения при давлении P , кПа, равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта ($p = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$) при определении просадки грунта в верхней зоне просадки; при определении просадки грунта в нижней зоне просадки также учитывают дополнительную нагрузку от сил негативного трения;

$h_{n,g}$ - высота, см, того же образца природной влажности при ($p = \sigma_{zg}$).

Значение ε_{sl} может быть определено также в полевых условиях по испытаниям грунта штампом с замачиванием [4].

5.1.12 Коэффициент $k_{sl,i}$, входящий в формулу (41), при $b \geq 12$ м принимают равным единице для всех слоев грунта в пределах зоны просадки; при $b \geq 3$ м вычисляют по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0 \quad (43)$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа.

p_0 - давление, равное 100 кПа.

При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ $k_{sl,i}$ определяют интерполяцией.

При определении просадки грунта от собственного веса принимать $k_{sl}=1$ при $H_{sl} \leq 15 \text{ м}$ и $k_{sl}=1,25$ при $H_{sl} \geq 20 \text{ м}$, при промежуточных значениях H_{sl} коэффициент k_{sl} определяют интерполяцией.

5.1.13 За начальное просадочное давление принимают давление, соответствующее:

- при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах [11] - давлению, при котором относительная просадочность равна 0,01;

- при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов [4] - давлению, равному пределу пропорциональности на графике "нагрузка-осадка";

- при замачивании грунтов в опытных котлованах - вертикальному напряжению от собственного веса грунта на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от собственного веса.

5.1.14 Толщину зоны просадки грунта принимают равной:

- толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки грунта от внешней нагрузк, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$ или глубине, где значение минимально, если $\sigma_{z,\min} > p_{sl}$;

- толщине нижней зоны просадочной толщи, при определении просадки грунта от собственного веса $s_{sl,g}$, т.е. начиная с глубины, где σ_z , или значение $\sigma_z = p_{sl}$ минимально, если $\sigma_{z,\min} > p_{sl}$, и до нижней границы просадочной толщи.

5.1.15 При отсутствии опытных определений начального просадочного давления суммирование по формуле (41) производят до глубины, на которой относительная просадочность ε_{sl} от давления P_i равна 0,01.

5.1.16 Для расчета просадки грунта от нагрузки фундамента просадочную толщу разбивают на отдельные слои в соответствии с литологическим разрезом и горизонтами определения. При этом толщина слоев принимается не более 2 м, а изменение суммарного напряжения в пределах каждого слоя не превышает 200 кПа. При расчете просадок по формуле (41) учитывают только слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом напряжении $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$. Слои, в которых $\varepsilon_{sl} < 0,01$, исключают из рассмотрения. Указанные требования относятся и к расчету максимальной просадки грунта от собственного веса по формуле (41).

5.1.17 Возможную просадку грунта от собственного веса $s'_{sl,g}$, см, при замачивании сверху малых площадей (ширина замачиваемой площади B_w меньше размера просадочной толщи H_{sl}) определяют по формуле

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w / H_{sl}) B_w / H_{sl}} \quad (44)$$

где $s_{sl,g}$ - максимальное значение просадки грунта от собственного веса, см.

5.1.18 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания предусматриваются мероприятия, исключающие или снижающие до допустимых пределов просадки оснований или уменьшающие их влияние на эксплуатационную пригодность сооружений.

В случае невозможности замачивания основания в течение всего срока эксплуатации сооружения (с учетом его возможной реконструкции) просадочные свойства грунтов допускается не учитывать, однако в расчетах используют физико-механические характеристики грунтов, соответствующие установившейся влажности.

5.1.19 Расчет просадки в грунтовых условиях I типа не производят, если в пределах всей просадочной толщи сумма вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса грунта не превышает начальное просадочное давление p_{sl} .

5.1.20 При возможности замачивания грунтов основания предусматривать одно из следующих мероприятий:

- устранение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи;
- прорезку просадочной толщи фундаментами, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта;
- комплекс мероприятий, включающий частичное устранение просадочных свойств грунтов, водозащитные и конструктивные мероприятия.

В грунтовых условиях II типа наряду с устранением просадочных свойств грунтов или прорезкой просадочной толщи глубокими фундаментами предусматриваются водозащитные мероприятия.

Выбор мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, взаимосвязи проектируемых сооружений с соседними объектами и коммуникациями.

5.1.21 Устранение просадочных свойств грунтов достигается:

- в пределах верхней зоны просадки или ее части уплотнением тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек, вытрамбовыванием котлованов, в том числе с устройством уширения из жесткого материала (бетона, щебня, песчано-гравийной смеси), химическим или термическим закреплением;
- в пределах всей просадочной толщи - глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием грунтов основания, в том числе с глубинными взрывами, химическим или термическим закреплением.

5.1.22 При проектировании глубоких фундаментов учитывают:

- в грунтовых условиях I типа - сопротивление грунта по боковой поверхности фундаментов;
- в грунтовых условиях II типа - негативное трение грунта по боковой поверхности фундаментов, возникающее при просадке грунтов от собственного веса.

5.2 Набухающие грунты

5.2.1 Основания, сложенные набухающими грунтами, проектируются с учетом способности таких грунтов при повышении влажности увеличиваться в объеме - набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс - усадка.

Возможность набухания шлаков при их увлажнении и глинистых грунтов при замачивании химическими отходами производств устанавливают опытным путем в лабораторных или полевых условиях.

5.2.2 Набухающие грунты характеризуются относительным набуханием при заданном давлении, давлением набухания, влажностью набухания и относительной усадкой при высыхании.

5.2.3 При проектировании оснований, сложенных набухающими грунтами, учитывают возможность:

- набухания грунтов за счет подъема уровня подземных вод или инфильтрации - увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;
- набухания грунтов за счет накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории (экранирование поверхности);
- набухания и усадки грунта в верхней части зоны аэрации - за счет изменения водно-теплового режима (сезонных климатических факторов);
- усадки за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

Примечание - При проектировании заглубленных частей сооружений учитывают горизонтальное давление, возникающее при набухании и усадке грунтов.

5.2.4 Горизонтальное давление p_h , кПа, определяют по формуле

$$p_h = \gamma_c \cdot k_{sw} \cdot p_{\max,h}, \quad (45)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,85;

k_{sw} - коэффициент, зависящий от интенсивности набухания;

$p_{\max,h}$ - максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях.

5.2.5 При расчете основания, сложенного набухающими грунтами, деформации основания в результате набухания или усадки грунта определяются путем суммирования деформаций отдельных слоев основания. При определении деформаций основания осадка его от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта суммируются. Подъем основания в результате набухания грунта определяют в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

5.2.6 При расчете оснований из набухающих грунтов применяются характеристики грунтов при их природной плотности и влажности. При расчете оснований из

набухающих грунтов после их предварительного замачивания используют характеристики грунта в замоченном состоянии.

Расчетное сопротивление грунтов оснований, сложенных набухающими грунтами, вычисляют и учитывают допустимость его повышения, что будет способствовать уменьшению подъема фундамента при набухании грунта.

Таблица 13 - Интенсивность набухания

Интенсивность набухания за 1 сут, %	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
k_{sw}	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

5.2.7 Относительное набухание ε_{sw} , давление набухания p_{sw} и относительную усадку ε_{sh} определяют по результатам лабораторных испытаний с учетом причин набухания или усадки. Эти характеристики могут быть получены также по данным полевых испытаний грунтов штампом (за исключением слабонабухающих грунтов).

5.2.8 Нормативные значения характеристик ε_{sw} и ε_{sh} набухающих грунтов вычисляют как средние значения результатов их определений. Расчетные значения этих характеристик допускается принимать равными нормативным.

5.2.9 Подъем основания при набухании грунта h_{sw} , см, определяют по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i}, \quad (46)$$

где ε_{sw} - относительное набухание грунта i -го слоя;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см;

$k_{sl,i}$ - коэффициент;

n - число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

5.2.10 Относительное набухание грунта при инфильтрации влаги определяют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (47)$$

где h_n - высота образца, см, природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине;

h_{sat} - высота того же образца, см, после замачивания до полного водонасыщения и обжатого в тех же условиях.

По результатам испытаний образцов грунта при различном давлении строят зависимости $\varepsilon_{sw} = f(p)$ и $w_{sw} = f(p)$ и определяют давление набухания p_{sw} , соответствующее $\varepsilon_{sw} = 0$.

При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима относительное набухание ε_{sw} определяют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0) \quad (48)$$

где k - коэффициент, определяемый опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равным 2);

w_{eq} - конечная (установившаяся) влажность грунта;

w_0 и e_0 - соответственно начальные значения влажности и коэффициента пористости грунта.

5.2.11 Значение w_{eq} слоя при экранировании поверхности определяют по экспериментальной зависимости влажности набухания от нагрузки $w_{sw} = f(p)$ при давлении p_i , кПа, вычисляемом по формуле

$$p_i = \gamma_w(z - z_i + 2\sigma_{tot,i} / \gamma_i) \quad (49)$$

где γ_w - удельный вес воды, кН/м³;

z - расстояние от экранируемой поверхности до уровня подземных вод, м;

z_i - глубина залегания рассматриваемого слоя, м;

$\sigma_{tot,i}$ - суммарное напряжение в рассматриваемом i -м слое, кПа;

γ_i - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³.

Значение $(w_{eq} - w_0)$ в формуле (48) при изменении водно-теплового режима определяют как разность между наибольшим (в период максимального увлажнения) и наименьшим (в период максимального подсыхания) значениями влажности грунта. Коэффициент пористости в этом случае принимают для влажности грунта, отвечающей периоду максимального подсыхания. Профиль влажности массива для случая максимального увлажнения и подсыхания определяют экспериментальным путем в полевых условиях.

5.2.12 Коэффициент k_{sw} , входящий в формулу (46), в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{tot,i}$ на рассматриваемой глубине принимают равным 0,8 при $\sigma_{tot,i} = 50$ кПа и $k_{sw} = 0,6$ при $\sigma_{tot,i} = 300$ кПа, а при промежуточных значениях определяют интерполяцией.

5.2.13 Суммарное вертикальное напряжения $\sigma_{tot,i}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента определяют по формуле

$$\sigma_{tot,i} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (50)$$

где σ_{zp}, σ_{zg} - вертикальные напряжения, соответственно, от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, кПа;

$\sigma_{z,ad}$ - дополнительное вертикальное давление, кПа, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (51)$$

здесь k_{gg} - коэффициент; γ - удельный вес грунта, кН/м³;

5.2.14 Нижнюю границу зоны набухания H_{sw} :

- при инфильтрации влаги принимают на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$, равно давлению набухания p_{sw} ;

- при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима определяют опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м).

При наличии подземных вод нижнюю границу зоны набухания принимают на 3 м выше начального уровня подземных вод.

5.2.15 Осадку основания в результате высыхания набухшего грунта ε_{sh} , см, определяют по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh}, \quad (52)$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ - относительная линейная усадка грунта i -го слоя;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см;

k_{sh} - коэффициент, принимаемый равным 1,3;

n - число слоев, на которое разбита зона усадки грунта.

Допускается принимать $\varepsilon_{sh,i}$, определяемую без нагрузки, при этом $k_{sh}=1,2$.

5.2.16 Относительную линейную усадку грунта при его высыхании определяют по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (53)$$

где h_n - высота образца грунта, см, после его максимального набухания при обжатии его суммарным вертикальным напряжением без возможности бокового расширения;

h_d - высота образца, см, в тех же условиях после уменьшения влажности в результате высыхания.

5.2.17 Нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м. При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют опытным путем или соответствующим расчетом.

5.2.18 При расчетных деформациях основания, сложенного набухающими грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания предусматриваются следующие мероприятия:

- водозащитные мероприятия;
- предварительное замачивание основания в пределах всей или части толщи набухающих грунтов;
- применение компенсирующих песчаных подушек;
- полная или частичная замена слоя набухающего грунта ненабухающим;
- полная или частичная прорезка фундаментами слоя набухающего грунта.

5.2.19 Глубину предварительного замачивания, толщину частично заменяемого слоя набухающего грунта или частичной его прорезки назначают в зависимости от требуемого снижения деформаций от набухания.

5.2.20 При возведении фундаментов на предварительно замоченном основании из набухающих грунтов предусматривают устройство подушек из песка, щебня или гравия либо упрочнение верхнего слоя грунта связующими материалами.

5.2.21 Компенсирующие песчаные подушки устраивают на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении, передаваемом на основание, не менее 0,1 МПа.

Для устройства подушек применяют пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотняемые до плотности в сухом состоянии не менее 1,6 т/м³.

Компенсирующие песчаные подушки устраивают только под ленточные фундаменты, когда их ширина не превышает 1,2 м.

5.2.22 Уменьшение подъема фундамента на естественном основании из набухающих грунтов обеспечиваются путем анкеровки фундамента с помощью свай, частично или полностью прорезывающих набухающий слой. При этом нагрузка, передаваемая сооружением, воспринимается совместно фундаментом и сваями, а предельные деформации (осадки, подъемы) этой конструкции не превышать предельных значений.

5.2.23 К числу конструктивных мероприятий относят увеличение жесткости и прочности сооружения путем разбивки его на отдельные отсеки осадочными швами. Отсек имеет правильную геометрическую форму в плане и одинаковую высоту. Увеличение жесткости и прочности достигается также введением железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 15 см, устраиваемых по высоте в нескольких уровнях. Пояса армировать каркасами, располагаемыми на уровне перекрытий или верха проема и полностью перекрывающими наружные стены. Пояса предусматривают при частичной прорезке набухающих грунтов; частичной замене набухающего грунта

ненабухающим; устройстве компенсирующих подушек; предварительном замачивании набухающих грунтов.

5.2.24 Замену набухающего грунта производят местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности. Проектирование оснований сооружений в этом случае выполняется как на обычных ненабухающих грунтах.

5.2.25 Допускается использовать набухающие грунты для обратной засыпки пазух и траншей при условии, что горизонтальное давление, вызванное их увлажнением, окажется допустимым для данного сооружения, а возможный подъем грунта засыпки не приведет к ухудшению условий эксплуатации. Уплотнение грунтов производят в соответствии с требованиями, принятыми для устройства грунтовых подушек и обратных засыпок из обычных грунтов.

5.3 Засоленные грунты

5.3.1 Основания, сложенные засоленными грунтами, проектируются с учетом их особенностей, обуславливающих:

- образование при длительной фильтрации воды и выщелачивании солей суффозионной осадки;
- изменение в процессе выщелачивания солей физико-механических свойств грунта, сопровождающееся, как правило, снижением его прочностных характеристик;
- повышенную агрессивность подземных вод к материалам подземных конструкций за счет растворения солей, содержащихся в грунте.

Также иметь в виду, что в засоленных грунтах при их замачивании проявляются просадка или набухание.

Примечание – Отнесение грунтов к засоленным и их подразделение в зависимости от суммарного содержания легко- и среднерастворимых солей по степени засоленности производить по [8].

5.3.2 Засоленные грунты характеризуют относительным суффозионным сжатием ε_{sf} и начальным давлением суффозионного сжатия p_{sf} .

Значения ε_{sf} и p_{sf} определяют, как правило, лабораторными методами (компрессионно-фильтрационные испытания), а для детального изучения отдельных участков строительной площадки - полевыми испытаниями статической нагрузкой с длительным замачиванием основания. При наличии результатов полевых испытаний и опыта строительства в аналогичных инженерно-геологических условиях указанные характеристики допускается определять только лабораторными методами.

5.3.3 Для предварительных расчетов суффозионной осадки допускается определять значение относительно суффозионного сжатия глинистых загипсованных грунтов по формуле, если они представлены:

- суглинками с $w = 0,02 - 0,04$; $I_L = 0,08 - 0,12$; $\rho_d = 1,2 - 1,6$ г/см³; $e = 0,75 - 1,1$;
- супесями с $w = 0,01 - 0,03$; $I_L = 0,03 - 0,07$; $\rho_d = 1,4 - 1,45$ г/см³; $e = 0,9 - 1,0$.

$$\varepsilon_{sf} = k_1 \cdot d_0 \cdot \rho_d \beta^n / \rho_g, \quad (54)$$

где k_1 - коэффициент, зависящий от вида грунта, содержания гипса и давления;

d_0 - начальное содержание гипса в грунте, доли единицы;

ρ_d - начальная плотность сухого грунта, г/см³;

ρ_g - плотность частиц гипса, г/см³;

β - степень выщелачивания, доли единицы;

n - коэффициент, принимаемый для суглинков равным 1, для супесей - 1/3.

5.3.4 Расчетные значения характеристик засоленных грунтов ε_{sf} и p_{sf} вычисляют как средние значения результатов их определений [2].

5.3.5 При расчете оснований, сложенных засоленными грунтами учитывают их просадочные или набухающие свойства.

5.3.6 Расчетное сопротивление R основания, сложенного засоленными грунтами, при возможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей определяют с использованием расчетных значений прочностных характеристик, полученных для грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания солей.

5.3.7 Деформации основания определяют суммированием осадки основания при природной влажности от внешней нагрузки и суффозионной осадки, а также просадки, набухания или усадки, если засоленные грунты являются просадочными или набухающими.

5.3.8 Максимальные и средние суффозионные осадки, разность осадок и крены отдельных фундаментов и сооружения в целом рассчитывают с учетом неравномерности замачивания основания, схемы фильтрационного потока в пределах отдельного фундамента или контура сооружения, неоднородности распределения солей в грунте по площади и по глубине основания.

5.3.9 Расчет суффозионной осадки основания, сложенного глинистыми грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками, выполняют в пределах зоны, условно ограниченной глубиной сжимаемой толщи. При этом принимают, что в пределах сжимаемой толщи грунты подвергаются полному рассолению, т.е. степень выщелачивания β , определяемая по [6], равна единице.

5.3.10 При расчете суффозионных осадок оснований, сложенных загипсованными глинистыми грунтами, принимают, что:

- длина зоны, в пределах которой возможно выщелачивание гипса (выщелачиваемая зона H_1), ограничена условием предельного насыщения гипсом фильтрующей жидкости;
- в процессе фильтрации происходит развитие выщелачиваемой зоны, т.е. увеличивается ее длина и уменьшается содержание гипса в грунте в направлении движения фильтрационного потока;
- суффозионные осадки основания происходят только в пределах выщелачиваемой зоны.

5.3.11 При расчете суффозионных осадок основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, различают две схемы фильтрационного потока в основании фундамента. Глубину H_c принимают за границу сжимаемой толщи.

5.3.12 При расчете суффозионных деформаций основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, при фильтрации при вертикальной зона суффозионной осадки в основании фундамента ограничивается глубиной, где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному давлению суффозионного сжатия.

5.3.13 Суффозионную осадку основания, см, сложенного засоленными грунтами, при вертикальной фильтрации определяют по формуле

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i, \quad (55)$$

где $\varepsilon_{sf,i}$ - относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении p , равном суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса грунта σ_{zg} ;

h_i - толщина i -го слоя засоленного грунта, см;

n - число слоев, на которое разбита зона суффозионной осадки засоленных грунтов.

5.3.14 Относительное суффозионное сжатие ε_{sf} при компрессионно-фильтрационных испытаниях [6] определяют по формуле

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}}, \quad (56)$$

где $h_{sat,p}$ - высота образца грунта после замачивания (полного водонасыщения) при давлении $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{sf,p}$ - высота того же образца после длительной фильтрации воды и выщелачивания солей при давлении p ;

h_{ng} - высота того же образца природной влажности при давлении $p = \sigma_{zg}$.

Начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} соответствует давлению, при котором $\varepsilon_{sf} = 0,01$.

Значения ε_{sf} и p_{sf} определяются также при полевых испытаниях грунтов штампом с длительным замачиванием грунтов [4].

5.3.15 Деформации оснований при фильтрации рассчитывают с учетом развития во времени выщелачиваемой зоны в горизонтальном направлении и неоднородности деформационных свойств грунтов основания в пределах площади фундамента или контура сооружения. Как и при фильтрации устанавливают состояние выщелачиваемой зоны в основании фундамента на расчетный момент времени (ее длину и распределение в

ней гипса). Для установленного состояния выщелачиваемой зоны определяют осадку сторон фундамента и его крен.

Начальное содержание гипса в грунте принимают постоянным ($d_0 = \text{const}$) как по глубине загипсованной толщи.

5.3.16 Для расчета осадок сторон фундамента при фильтрации рекомендуется применять метод расчета конструкций на основании, характеризующемся переменным коэффициентом постели. Расчетная схема предусматривает наличие двух участков в основании фундамента, где участок 1 равен длине выщелачиваемой зоны. Коэффициент постели на этом участке изменяется от c_{min} под одной стороной фундамента, ближайшей к источнику замачивания, до c_{max} на границе выщелачиваемой зоны.

5.3.17 При расчетных деформациях основания, сложенного засоленными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания предусматриваются следующие мероприятия:

- водозащитные;
- конструктивные;
- частичная или полная срезка засоленных грунтов с устройством подушки из глинистых грунтов;
- прорезка толщи засоленных грунтов фундаментами, в том числе свайными;
- закрепление, уплотнение или нейтрализация (насыщение грунтов растворами, исключаящими растворение солей) грунтов;
- предварительное рассоление грунтов;
- комплекс мероприятий, включающий водозащитные и конструктивные мероприятия, а также устройство грунтовой подушки.

При устройстве подушки из глинистых грунтов в основании сооружений предельное содержание солей и степень уплотнения грунта устанавливаются по данным специальных исследований и зависят от передаваемых на основание нагрузок, свойств грунта, уровня ответственности и конструктивных особенностей сооружения, возможных условий замачивания основания.

При проектировании фундаментов в засоленных грунтах применяют антикоррозионные мероприятия для защиты тела фундамента от агрессивного воздействия вод и грунтов.

Для сильно- и избыточно засоленных грунтов [8] рекомендуется применять:

- прекращение или замедление движения фильтрационного потока (устройство водонепроницаемых завес: глинистых, силикатных, битумных, цементных);
- снижение растворяющей способности подземных вод (искусственное водонасыщение фильтрационного потока солями).

6 ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

6.1 Сокращение энергопотребления

6.1.1 В целях снижения эксплуатационных энергозатрат целесообразно принимать объемно-планировочные решения здания с минимальным значением показателя компактности, равного отношению площади поверхности наружной оболочки здания к заключенному в ней объему.

6.1.2 Рекомендуемые технические средства повышения энергоэффективности зданий:

- а) использование альтернативных источников энергии;
- б) применение тепловых насосов;
- в) снижение температуры отопительных систем;
- г) улучшенная теплоизоляция фасадов и кровель;
- д) централизованное управление вентиляционными системами и перекачивающими насосами;
- и) использование избыточного технологического тепла.

6.1.3 В целях повышения энергоэффективности зданий предусматривают:

а) оптимальную ориентацию зданий по сторонам света, функциональное зонирование помещений, в том числе по температурно-влажностным параметрам микроклимата;

б) удельное уменьшение объемов и площадей зданий на основе новых унифицированных решений;

в) формирование зданий из модулей с учетом последующего блокирования, позволяющего сократить площади ограждающих конструкций;

г) оптимизация соотношений площадей светопрозрачных и глухих ограждений с учетом ориентации таких ограждений по сторонам света;

д) разработка новых многослойных ограждающих конструкций (вентилируемых, гелиоактивных, регулируемых и др.) и полимерных светопрозрачных ограждений;

е) разработка несущих конструкций на основе современной энергосберегающей машинной технологии.

6.1.4 Избыточные тепловыделения используются для обогрева холодных зон, участков (прямое использование, установка утилизаторов, устройство оазисов с помощью теплонасосов).

6.1.5 В производственных зданиях с теплонедостатками в холодный период года сокращение расходов тепла может осуществляться точечно с помощью инфракрасного газового отопления, локального отопления при помощи завес и т. д.

Система инфракрасного излучения способствуют равномерному распределению температуры по высоте помещения, к тому же при инфракрасном излучении возможно поддерживать температуру воздуха на 4°C - 5°C ниже нормативной. Возможно осуществление сокращения воздухообмена с помощью местных отсосов и рециркуляции, а также компенсационных укрытий.

6.1.6 Для производств с высокими требованиями к воздухообмену (от 1,5-крат. и выше) допускается использование рекуператоров воздуха.

6.1.7 С учетом Закона Республики Казахстан «О техническом регулировании» размещение административно-бытовых помещений внутри структуры производственных зданий позволяет оптимизировать затраты на обогрев помещений, системы вентиляции и кондиционирования.

6.2 Рациональное использование природных ресурсов

6.2.1 В проектах планировки и застройки городов и их пригородных зон предусматривают рациональное использование ценных природных ландшафтов и их охрану, выделение ландшафтно-рекреационных территорий, ограничение рекреационных нагрузок на ландшафт в соответствии с его устойчивостью, соблюдение режимных требований особо охраняемых территорий - государственных заповедников и заказников, природных национальных парков, ботанических садов и дендрологических парков, а также памятников природы - лесных, водных и геологических.

6.2.2 По экономическим соображениям, требованиям экологии, а также ограниченным запасам воды в природных источниках на промышленных предприятиях рекомендуется сооружать оборотные системы технического водоснабжения. В оборотных системах технического водоснабжения вода используется многократно.

6.2.3 В зависимости от изменения качества воды в процессе ее использования оборотное водоснабжение подразделяется на:

- «чистые циклы» для воды, которая при использовании только нагревается;
- «грязные циклы» для воды, которая только загрязняется;
- «смешанные циклы» для воды, которая при использовании одновременно и нагревается, и загрязняется.

6.2.4 Вокруг городских и сельских поселений, расположенных в безлесных и малолесных районах, предусматривают создание ветрозащитных и берегоукрепительных лесных полос, озеленение склонов холмов, оврагов и балок.

6.2.5 При выполнении работ по строительству рассматривают следующие направления рационального расходования природных ресурсов:

- сокращение земельных площадей, отводимых в соответствии с действующими нормативами для постоянного, временного и разового использования, максимальное сбережение сельскохозяйственных угодий, особенно пашни, пойм и лесных водоохранных полос вдоль рек; других земель, непосредственно прилегающих к рыбохозяйственным водоемам;

- уменьшение объема использования в сооружениях природных ресурсов (грунт, минеральные материалы, лес, почва и т.п.);

- сохранение плодородного слоя почвы на землях, отводимых для временного и разового использования, рекультивации нарушенных земель, восстановление нарушенных условий обитания и воспроизводства всех животных и рыб;

- предотвращение возможности возникновения отрицательных гео- и гидродинамических явлений, изменяющих природные условия (эрозия, осушение,

заболачивание, оползни, осыпи и т.п.), а также изменений гидрологического и биологического режимов естественных водоемов вследствие выполнения работ.

6.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве

6.3.1 При проектировании и устройстве оснований, фундаментов и подземных сооружений выполняются требования, имеющие целью предотвращение, минимизацию или ликвидацию вредных и нежелательных экологических и связанных с ними социальных, экономических и других последствий.

6.3.2 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве, основываются на результатах инженерно-экологических изысканий. В процессе этих изысканий выполняют оценку современного состояния окружающей среды в районе строительства и дают прогноз воздействия объекта строительства на окружающую среду (ОВОС).

6.3.3 С учетом результатов инженерно-экологических изысканий при проектировании и устройстве оснований, фундаментов и подземных сооружений выбирают проектные решения и разрабатывают мероприятия, которые защитили бы объекты строительства и людей от имеющихся неблагоприятных воздействий и не ухудшили экологическую обстановку.

При выборе вариантов проекта учитывают приоритетность решения экологических проблем.

6.3.4 На территории (участке) предполагаемого строительства учитывают возможность проявления следующих загрязняющих окружающую среду факторов, выявленных при выполнении ОВОС:

- загрязнение почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;
- загрязнение поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;
- наличие потока радона с поверхности земли;
- выделение на участках бывших свалок строительного мусора и бытовых отходов различных газов (метана, водорода, углеводородов и других токсичных газов).

6.3.5 При превышении нормативных уровней загрязнения окружающей среды предусматривают соответствующие мероприятия по ликвидации или уменьшению возможных негативных последствий:

- очистку загрязненных грунтов химическим, термическим или биологическим методом или удаление с площадки грунта на согласованные места захоронения;
- устройство противорадоновой защиты зданий (пассивная или принудительная вентиляция);
- создание различного типа барьеров (экранов) для задержания газов, устройство вентилируемых подполий;

- строительство защитных сооружений (дамб, берм, водозащитных стен, противофильтрационных завес и др.) при возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных и подземных вод.

6.3.6 Негативное воздействие строительства и эксплуатации сооружений на окружающую среду выражаются в следующем:

- химическое загрязнение почв, грунтов и подземных вод при нормальном режиме эксплуатации и при авариях, а также в результате технической мелиорации грунтов основания (химическое закрепление, цементация, замораживание и т.п.);

- изменение режима и уровня подземных вод, выражающееся в изменении условий питания и разгрузки подземных вод, повышении или понижении их уровня. Повышение уровня подземных вод в результате эффекта барража и увеличения техногенного питания может быть причиной подтопления территории, в том числе подвалов сооружений. Снижение уровня подземных вод при строительных откачках и за счет дренажа может явиться причиной суффозии и уплотнения грунта, ведущих к осадке территории и опасным деформациям существующей застройки;

- развитие или активизация опасных геологических и инженерно-геологических процессов, таких как карст, суффозия, оползни и др., которые вызывают провалы территории и деформации сооружений;

- забивка свай или шпунта, уплотнение грунтов основания трамбовками и другие вибрационные, динамические и шумовые воздействия могут привести к деформациям близкорасположенных сооружений, спровоцировать суффозию, оползни и возникновение шума, уровень которого превышает санитарные нормы;

- образование различных физических полей (тепловых, электромагнитных, электрических и др.).

6.3.7 Для разработки защитных мероприятий от негативного воздействия строительства на окружающую среду в необходимых случаях выполняют прогнозные расчеты:

- расчет эффекта барража при устройстве протяженных подземных сооружений, противофильтрационных завес, ограждающих конструкций котлованов, разделительных стенок и т.п.;

- оценку оседания земной поверхности в связи с понижением уровня подземных вод;

- прогноз развития неблагоприятных инженерно-геологических и геологических процессов (карста, суффозии, оползней и др.);

- оценку влияния химического закрепления грунтов основания на свойства грунтов и подземных вод;

- оценку влияния динамических и вибрационных воздействий при строительстве на конструкции близрасположенных сооружений и их оснований и другие расчеты.

В сложных случаях с целью количественной оценки прогноза выполняют математическое моделирование.

6.3.8 На основе анализа изменений компонентов окружающей среды обосновывают и разрабатывают мероприятия по защите природного комплекса территории и населения от негативных процессов (мероприятия по защите грунтов и подземных вод от

загрязнений, водозащитные, противокарстовые, противооползневые и другие мероприятия).

Эти мероприятия обеспечивают смягчение или ликвидацию неблагоприятных воздействий на окружающую среду и уменьшение вероятности возникновения аварий.

В необходимых случаях организуют экологический мониторинг воздействия строительства на окружающую среду.

***7 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ БИОГЕННЫХ ГРУНТАХ И ИЛАХ**

7.1. Основания, сложенные водонасыщенными биогенными грунтами (заторфованными, торфами и сапропелями) и илами или включающие эти грунты, должны проектироваться с учетом их большой сжимаемости, медленного развития осадок во времени и возможности в связи с этим возникновения нестабилизированного состояния, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик и изменения их в процессе консолидации основания, а также значительной тиксотропии илов.

Следует учитывать также, что подземные воды в биогенных грунтах и илах, как правило, сильно агрессивны к материалам подземных конструкций.

7.2. Деформационные, прочностные и фильтрационные характеристики биогенных грунтов и илов должны определяться при давлении или в диапазоне давлений, соответствующих напряженному состоянию основания проектируемого сооружения.

Характеристики биогенных грунтов и илов должны устанавливаться при испытаниях образцов грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях.

7.3. Расчет оснований, сложенных биогенными грунтами и илами, должен производиться в соответствии с требованиями разд.4 с учетом скорости передачи нагрузки на основание, изменения эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания, анизотропии свойств грунтов. При этом допускается использовать методы теории линейной консолидации грунтов.

Примечание – Анизотропию свойств биогенных грунтов и илов допускается не учитывать, если значения характеристик для вертикального и горизонтального направлений отличаются не более чем на 40%.

7.4. Опирающие фундаменты непосредственно на поверхность сильнозаторфованных грунтов, торфов, слабоминеральных сапропелей и илов не допускается.

Если непосредственно под подошвой фундамента залегает слой грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа (50 кгс/см^2) толщиной более ширины фундамента, осадка основания должна определяться с учетом полного давления под подошвой фундамента.

7.5. При расчетных деформациях основания, сложенного биогенными грунтами и илами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с указаниями пп. 7.1-7.4:

- полная или частичная прорезка слоев биогенных грунтов и илов глубокими фундаментами;

- полная или частичная замена биогенного грунта или ила песком, гравием, щебнем и т.д.;
- уплотнение грунтов временной или постоянной пригрузкой основания сооружения или всей площадки строительства насыпным (намывным) грунтом или другим материалом (с устройством фильтрующего слоя или дрена при необходимости ускорения процесса консолидации основания);
- закрепление илов буросмесительным способом.

7.6. Проектирование пригрузки должно производиться с учетом требований п.4.10.11. При этом должны быть установлены толщина, размеры в плане пригрузочного слоя и время, необходимые для достижения заданной степени консолидации основания, а также конечная осадка основания под пригрузкой.

***8 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ**

8.1. Основания, сложенные элювиальными грунтами – продуктами выветривания скальных пород, оставшимися на месте своего образования и сохранившими в той или иной степени структуру и текстуру исходных пород, должны проектироваться с учетом:

- их значительной неоднородности по глубине и в плане из-за наличия грунтов с большим различием их прочностных и деформационных характеристик – скальных разной степени выветрелости и различных типов нескальных грунтов;
- склонности к снижению прочности элювиальных грунтов (особенно крупнообломочных и сильновыветрелых скальных) во время их преобразования в открытых котлованах;
- возможности перехода в плавунное состояние элювиальных супесей и пылеватых песков в случае их водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов;
- возможным наличием просадочных свойств у элювиальных пылеватых песков с коэффициентом пористости $e > 0,6$ и степенью влажности $S_r < 0,7$.

8.2. Возможность и степень снижения прочности элювиальных грунтов основания во время пребывания их открытыми в котловане должны устанавливаться опытным путем в полевых условиях. Допускается проводить определения в лабораторных условиях на специально отобранных образцах (монолитах) грунта.

Для предварительной оценки возможного снижения прочности элювиальных грунтов допускаются косвенные методы, учитывающие изменение в течение заданного периода времени: плотности скальных грунтов; удельного сопротивления пенетрации пылевато-глинистых грунтов; содержания частиц размером менее 0,1 мм в песчаных и менее 2 мм в крупнообломочных грунтах.

8.3. Расчет оснований, сложенных элювиальными грунтами, должен производиться в соответствии с требованиями разд.4. Если элювиальные грунты являются просадочными, следует учитывать требования разд.5.

8.4. При расчетных деформациях основания, сложенного элювиальными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с указаниями пп. 8.1-8.3:

- устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из песка, гравия, щебня или крупнообломочных грунтов с обломками исходных горных пород, в частности при неровной поверхности скальных грунтов;

- удаление из верхней зоны основания включений скальных грунтов, полную или частичную замену рыхлого заполнения «карманов» и «гнезд» выветривания в скальных грунтах щебнем, гравием или песком с уплотнением.

8.5. В проекте оснований и фундаментов должна предусматриваться защита элювиальных грунтов от разрушения атмосферными воздействиями и водой в период устройства котлованов. Для этой цели следует применять водозащитные мероприятия, не допускать перерывы в устройстве оснований и последующем возведении фундаментов; предусматривать недобор грунта в котловане; применять взрывной способ разработки скальных грунтов лишь при условии мелкошпуровой отпалки.

***9 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ**

9.1. Основания, сложенные насыпными грунтами, должны проектироваться с учетом их значительной неоднородности по составу, неравномерной сжимаемости, возможности самоуплотнения, особенно при вибрационных воздействиях, изменении гидрогеологических условий, замачивании, а также за счет разложения органических включений.

Примечание – В насыпных грунтах, состоящих из шлаков и глин, необходимо учитывать возможность их набухания при замачивании водой или химическими отходами производств.

9.2. Неравномерность сжимаемости насыпных грунтов должна определяться по результатам полевых и лабораторных исследований, выполняемых с учетом состава и сложения насыпных грунтов, способа отсыпки, вида материала, составляющего основную часть насыпи. Модуль деформации насыпных грунтов, как правило, должен определяться на основе штамповых испытаний.

9.3. Основания, сложенные насыпными грунтами, должны рассчитываться в соответствии с требованиями разд. 4. Если насыпные грунты являются просадочными, набухающими или имеют относительное содержание органического вещества $I_{om} > 0,1$, следует учитывать соответственно требования подразд. 5.1-5.3.

Полная деформация основания должна определяться суммированием осадков основания от внешней нагрузки и дополнительных осадков от самоуплотнения насыпных грунтов и разложения органических включений, а также осадков (просадок) подстилающих грунтов от веса насыпи и нагрузок от фундамента.

9.4. Расчетное сопротивление основания, сложенного насыпными грунтами, определяется в соответствии с требованиями пп. 9.1-9.3.

Предварительные размеры фундаментов сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, допускается назначать исходя из значений расчетных сопротивлений грунтов основания R_0 обязательному приложению Б.

Значениями R_0 допускается пользоваться также и для назначения окончательных размеров фундаментов зданий и сооружений III класса.

9.5. При расчетных деформациях основания, сложенного насыпными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с требованиями пп. 9.1-9.4:

- поверхностное уплотнение оснований тяжелыми трамбовками, вибрационными машинами, катками;
- глубинное уплотнение грунтовыми сваями, гидровиброуплотнение;
- устройство грунтовых подушек (песчаных, щебеночных, гравийных и т.п.);
- прорезка насыпных грунтов глубокими фундаментами;
- конструктивные мероприятия.

***10 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ**

10.1. Основания сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны проектироваться с учетом неравномерного оседания земной поверхности, сопровождаемого горизонтальными деформациями сдвигающегося грунта в результате производства горных работ и перемещения грунта в выработанное пространство.

Параметры деформаций земной поверхности, в том числе кривизна поверхности, ее наклоны и горизонтальные перемещения, а также вертикальные уступы должны определяться в соответствии с требованиями СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Эти параметры, являющиеся основой для расчета оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций сооружений, должны учитываться при назначении расчетных значений характеристик грунта.

10.2. Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунта для определения усилий, действующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, следует принимать равными нормативным, полагая в формуле (1) коэффициент надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Значение модуля деформации грунта в горизонтальном направлении E_h допускается принимать равным 0,5 для пылевато-глинистых грунтов и 0,65 - для песчаных грунтов от значения модуля деформации грунта в вертикальном направлении E .

Таблица 10.1 - Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте L/H

Грунты	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте L/H			
	$L/H \geq 4$	$4 > L/H > 2,5$	$2,5 \geq L/H > 1,5$	$L/H \geq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,7	2,1	2,5

Таблица 10.1 - Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте L/H (продолжение)

Грунты	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте L/H			
	$L/H \geq 4$	$4 > L/H > 2,5$	$2,5 \geq L/H > 1,5$	$L/H \geq 1,5$
Пески мелкие	1,3	1,6	1,9	2,2
Пески пылеватые	1,1	1,3	1,7	2,0
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0,5$	1,0	1,0	1,1	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0	1,0

10.3. Расчетные сопротивления грунтов основания R должны определяться в соответствии с требованиями пп. 10.1-10.2. При этом коэффициент условий работы γ_{c2} в формуле (7) для сооружений жесткой конструктивной схемы, имеющих поэтажные и фундаментный пояса с замкнутым контуром, следует принимать по табл. 8; в остальных случаях - $\gamma_{c2} = 1$.

10.4. Краевое давление на грунт под подошвой фундаментов, в том числе плитных, должно определяться с учетом дополнительных моментов, вызываемых деформацией земной поверхности при подработке.

Краевое давление не должно превышать $1,4R$ и в угловой точке - $1,5R$, а равнодействующая нагрузок не должна выходить за пределы ядра сечения подошвы фундамента.

10.5. Расчет деформаций оснований допускается не производить в случаях, указанных в табл. 6, а также, если конструкции сооружений проектируются с учетом неравномерного оседания земной поверхности.

На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции сооружений должны проектироваться с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработок и просадок грунтов.

10.6. Для сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны применяться фундаменты следующих конструктивных схем:

- жесткой (плитные, ленточные с железобетонными поясами, столбчатые со связями-распорками между ними и т.п.);
- податливой (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами, фундаменты с вертикальными элементами, имеющими возможность наклоняться при горизонтальных перемещениях грунта);

- комбинированной (жесткие фундаменты, имеющие шов скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

Конструктивная схема фундамента должна приниматься в зависимости от расчетных деформаций земной поверхности, жесткости надфундаментных конструкций, деформативности грунтов оснований и пр.

Примечание. Для зданий повышенной этажности и башенного типа применение наклоняющихся фундаментов не допускается.

10.7. На площадках, сложенных грунтами с модулем деформации $E < 10$ МПа (100 кгс/см^2), а также при возможности резкого ухудшения строительных свойств грунтов основания вследствие изменения гидрогеологических условий площадки при подработке рекомендуется принимать свайные или плитные фундаменты.

Если в верхней зоне основания залегают слои ограниченной толщины насыпных, биогенных и просадочных грунтов, следует предусматривать прорезку этих слоев фундаментами.

10.8. К основным мероприятиям, снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений, относятся:

- а) уменьшение поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;
- б) заложение фундаментного пояса на одном уровне в пределах отсека сооружения;
- в) устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами;
- г) размещение подвалов и технических подполий под всей площадью отсека сооружения;
- д) засыпка грунтом пазух котлованов и выполнение грунтовых подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;
- е) отрывка перед подработкой временных компенсационных траншей по периметру сооружения.

***11 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

11.1. Основания сооружений, возводимых в районах с сейсмичностью 7 и более баллов, должны проектироваться с учетом сейсмических воздействий в соответствии с требованиями СП РК по проектированию в сейсмических зонах.

В районах с сейсмичностью менее 7 баллов основания следует проектировать без учета сейсмических воздействий.

11.2. Проектирование оснований с учетом сейсмических воздействий должно выполняться на основе расчета по несущей способности на особое сочетание нагрузок, определяемых в соответствии с требованиями СП РК по нагрузкам и воздействиям, а также по требованиям СП РК по проектированию зданий и сооружений в сейсмических зонах.

Предварительные размеры фундаментов допускается определять расчетом основания по деформациям на основное сочетание нагрузок (без учета сейсмических воздействий).

Примечание

При проектировании в сейсмических районах в дополнение к материалам инженерно-геологических изысканий необходимо использовать данные сейсмического микрозонирования площадки строительства, если таковые имеются.

11.3. Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (11.1)$$

где N_a – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях, определяется по нижеприведенной методике;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, причем для сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значение $\gamma_{c,eq}$ следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15 соответственно (типы грунтов по сейсмическим свойствам и повторяемость землетрясений определяются в соответствии со СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах»);

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый по указаниям п. 4.10.2.

При расчете несущей способности оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления p_0 и p_b , кПа, по краям подошвы фундамента (см. рисунок 11.1) определяют по формулам:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_l d + \xi_c (F_1 - l) C_l / \tan \varphi_l; \quad (11.2)$$

$$p_b = p_0 + \xi_y \gamma_l b (F_2 - k_{eq} F_3), \quad (11.3)$$

где ξ_q , ξ_c , ξ_y – коэффициенты формы, определяемые по формуле (34), но без уменьшения длины l и ширины b подошвы фундамента на значения эксцентриситета нагрузок;

F_1 , F_2 и F_3 – коэффициенты, определяемые по таблице 11.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_l ;

γ'_l и γ_l – соответственно расчетные значения удельного веса грунта, кН/м³, находящегося выше и ниже подошвы фундамента (с учетом взвешивающего действия подземных вод для грунтов, находящихся выше водоупора);

k_{eq} – коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 и 0,8 при сейсмичности площадок строительства 7, 8, 9 и 10 баллов соответственно;

d - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимают значение, соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала).

Примечание

В формуле (11.3) при $F_2 < k_{eq}F_3$ следует принимать p_b равное p_0 .

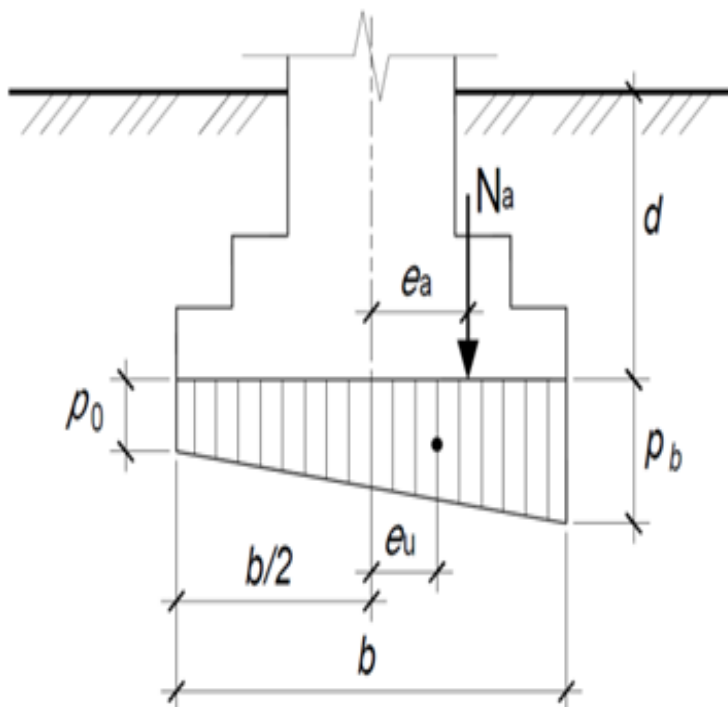


Рисунок 11.1 – Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии.

Таблица 11.1 – Коэффициенты для определения ординат предельного давления p_0 и p_b в условиях сейсмического воздействия

$\varphi_I;$	$\text{tang}\varphi_I;$	Коэффициенты		
		F_1	F_2	F_3
12	0,213	2,31	1,11	4,72
14	0,249	3,33	1,39	5,56
16	0,287	4,41	1,94	6,39
18	0,325	5,28	2,50	7,78
20	0,364	6,67	3,06	8,89
22	0,404	8,32	4,17	11,77
24	0,445	10,36	5,56	14,17
26	0,488	12,96	8,89	18,33
28	0,532	16,32	12,22	22,78
30	0,577	19,72	16,67	28,06

Таблица 11.1 – Коэффициенты для определения ординат предельного давления p_0 и p_b в условиях сейсмического воздействия (продолжение)

φ_i	$\text{tang}\varphi_i$	Коэффициенты		
		F_1	F_2	F_3
32	0,625	24,44	22,78	35,00
34	0,675	31,11	31,11	43,90
36	0,727	40,56	40,56	56,11
38	0,781	51,67	56,67	72,78
40	0,839	67,78	88,33	90,00
42	0,900	85,00	123,90	138,90
44	0,966	112,95	243,30	199,47
Примечание Для промежуточных значений φ_1 допускается определять значения F_1 , F_2 и F_3 интерполяцией.				

Эксцентриситеты расчетной нагрузки e_a , м, и эпюры предельного давления e_u , м, определяют по формулам:

$$e_a = M_a / N_a, \quad (11.4)$$

$$e_u = b (p_b - p_0) / [6 (p_b + p_0)], \quad (11.5)$$

где N_a и M_a — вертикальная составляющая расчетной нагрузки, кН, и момент, кН·м, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок;
 p_0 и p_b — то же, что и в формулах (11.2) и (11.3).

В зависимости от соотношения между значениями e_a и e_u вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $N_{u,eq}$, кН, принимают:

$$\text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5 b l (p_b + p_0); \quad (11.6)$$

$$\text{при } e_a > e_u \quad N_{u,eq} = b l p_b / (1 + 6 e_a / b); \quad (11.7)$$

Для ленточных фундаментов нагрузка и предельное сопротивление основания определяются для единицы их длины ($l=1$ м).

11.4. При действии моментов от нагрузок особого сочетания в двух направлениях расчет сейсмостойкости основания по несущей способности должен выполняться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

11.5. При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы ленточного или столбчатого фундамента от грунта (см. рисунок 11.2) при выполнении следующих условий:

- эксцентриситет e_a расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента b в плоскости действия опрокидывающего момента;

- силу предельного сопротивления основания определяют для условного фундамента, размер подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны $b_c = 1,5 (b - 2e_a)$;

- максимальное краевое давление под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного контакта с грунтом, не превышает краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания.

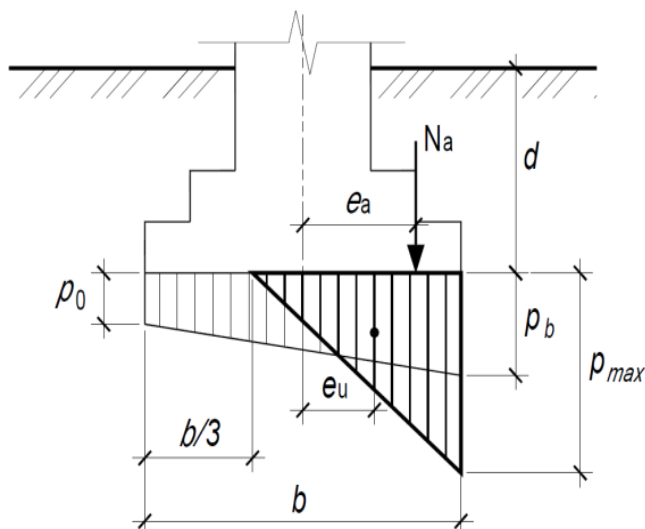


Рисунок 11.2 – Эпюра предельного давления под подошвой фундамента с частичным отрывом при сейсмическом воздействии

Максимальное расчетное давление по подошве фундамента вычисляют по формуле

$$P_{max} = 2 N_a / [3 \cdot l (b/2 - e_a)] \leq p_b, \quad (11.8)$$

где N_a и e_a – то же, что и в формуле (11.1 и 11.4), причем $e_a > b/6$

Значение p_b вычисляют по формуле (11.3), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c .

При $e_a > b/6$ формула (30) приобретает вид

$$N_{u,eq} = 0,5 (b_c \cdot l \cdot p_b) \quad (11.9)$$

11.6. При наличии в особом сочетании нагрузок горизонтальной составляющей, передаваемой фундаментом на грунт, следует выполнять проверку несущей способности основания на сдвиг.

Горизонтальную составляющую нагрузку F_{sa} при расчете на сдвиг по подошве фундамента учитывают исходя из условия

$$F_{sa} \leq (Y_{c,eq} / Y_n) [N_a \operatorname{tg} (\varphi_I - \Delta\varphi) + c_f A] \quad (11.10)$$

где $Y_{c,eq}$, Y_n , N_a – то же, что и в формуле (58);

A – площадь подошвы фундамента;

φ_I и c_f – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта под подошвой фундамента;

$\Delta\varphi$ – снижение расчетных значений угла внутреннего трения принимают в зависимости от расчетной сейсмичности строительной площадки:

7 баллов - $\Delta\varphi = 2^\circ$, 8 баллов - $\Delta\varphi = 4^\circ$, 9 баллов - $\Delta\varphi = 7^\circ$, 10 баллов - $\Delta\varphi = 10^\circ$ для определения сил предельного сопротивления сдвигу, а также величин активного и пассивного давления в водонасыщенных глинистых грунтах.

(Изм.ред.раздел 11 – Приказ КДСиЖКХ от 18.03.2021 г. №30-НК).

***12 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ**

12.1. Требования настоящего раздела должны соблюдаться при проектировании оснований опор воздушных линий электропередачи и опор открытых распределительных подстанций напряжением от 1кВ и выше.

Примечание – По характеру нагружения опоры подразделяются на промежуточные, анкерные и угловые. Опоры, применяемые в единичных случаях, а также на больших переходах, называются специальными.

12.2. Расчетные характеристики грунтов должны устанавливаться в соответствии с требованиями разд.4.

При расчете оснований по деформациям значение коэффициента надежности по грунту γ_g допускается принимать равным единице. Для массовых опор нормативные значения характеристик допускается принимать по таблицам рекомендуемого приложения 1, причем значения c_n, φ_n и E , приведенные для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 < I_L \leq 0,75$, допускается принимать до диапазона $0,5 < I_L \leq 1,0$.

При расчете оснований по несущей способности значение коэффициента надежности по грунту следует принимать по табл. 12.1.

12.3. Расчет оснований по деформациям и несущей способности должен проводиться для всех режимов работы опор. Динамическое действие порывов ветра на конструкцию опоры учитывается лишь при расчете оснований по несущей способности.

Предельные значения осадок и крена отдельных блоков фундаментов при их нагружении сжимающими нагрузками следует принимать по обязательному приложению В.

Таблица 12.1 - Коэффициент надежности по грунту γ_g для определения расчетных значений

Грунты	Коэффициент надежности по грунту γ_g Для определения расчетных значений		
	плотности ρ_1	угла внутреннего трения φ_1	удельного сцепления c_1
Песчаные	1,0	1,1	4,0
Супеси при показателе текучести $I_L \leq 0,25$, суглинки и глины $I_L \leq 0,5$	1,0	1,1	2,4
Супеси при показателе текучести $I_L > 0,25$, суглинки и глины $I_L > 0,5$	1,0	1,1	3,3

12.4. Расчет оснований, сложенных пучинистыми грунтами, по несущей способности должен выполняться с учетом одновременного действия сил морозного пучения, постоянных и длительных временных нагрузок. Расчет оснований опор на одновременное действие сил морозного пучения и кратковременных нагрузок (ветровых и от обрыва проводов) не требуется.

12.5. Расчет деформаций оснований выдергиваемых фундаментов и анкерных плит по деформациям может не выполняться, если выдергивающая сила центральна по отношению к подошве фундамента (анкерной плите) и соблюдается условие

$$F_n - G_n \cos \beta \leq \gamma_c R'_0 A_0, \quad (12.1)$$

где F_n - нормативное значение выдергивающей силы, кН (кгс);

G_n - нормативное значение веса фундамента или плиты, кН (кгс);

β - угол наклона выдергивающей силы к вертикали, град;

γ_c - коэффициент условий работы, определяемый в соответствии с указаниями п. 11.6;

R'_0 - расчетное сопротивление грунта обратной засыпки, кПа (кгс/см²), принимаемое по табл. Б.10 обязательному приложению Б;

A_0 - площадь проекции верхней поверхности фундамента на плоскость, перпендикулярную линии действия выдергивающей силы, м² (см²).

12.6. Коэффициент условий работы γ_c в формуле (12.1) принимается равным:

$$\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4$$

где $\gamma_1 = 1,2; 1,0$ и $0,8$ - для опор с базой B (расстояние между осями отдельных фундаментов), равной 5; 2,5 и 1,5 м; при промежуточных значениях B значение γ_1 определяется по интерполяции;

$\gamma_2 = 1,0$ для нормального и $\gamma_2 = 1,2$ - для аварийного и монтажного режимов работы;

$\gamma_3 = 1,0; 0,8$ и $0,7$ - соответственно для опор: промежуточных прямых; промежуточных угловых, анкерных и анкерно-угловых, концевых и порталов распределительных устройств; специальных;

$\gamma_4 = 1,0$ и $1,15$ -соответственно для: грибовидных фундаментов и анкерных плит опор с оттяжками, стойки которых защемлены в грунте; анкерных плит опор, стойки которых шарнирно оперты на фундаменты.

12.7. Расчетное сопротивление грунта основания R под подошвой сжато-опрокидываемых фундаментов определяется по формуле (7) при коэффициенте $\gamma_{c2}=1$.

Наибольшее давление на грунт под краем подошвы фундамента при действии вертикальной сжимающей и горизонтальных нагрузок в одном или в двух направлениях не должно превышать $1,2R$.

12.8. Расчет оснований по несущей способности при действии на фундамент (анкерную плиту) выдергивающей нагрузки производится исходя из условия

$$F - \gamma_f G_n \cos \beta \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n, \quad (12.2)$$

где F - расчетное значение выдергивающей силы кН (кгс);

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 0,9;

G_n - нормативное значение веса фундамента (плиты), кН (кгс);

β - угол наклона выдергивающей силы к вертикали, град.;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным единице;

$F_{u,a}$ - сила предельного сопротивления основания выдергиваемого фундамента, кН (кгс), определяемая в соответствии с указаниями п. 12.9;

γ_n - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным для опор:

промежуточных прямых - 1,0;

анкерных прямых без разности тяжений - 1,2;

угловых (промежуточных и анкерных), анкерных (прямых и концевых) - 1,3;

с разностью тяжений, порталов открытых распределительных устройств

специальных - 1,7.

12.9. Силу предельного сопротивления основания выдергиваемого фундамента $F_{u,a}$ следует определять по формуле

$$F_{u,a} = \gamma_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos (\varphi_0 - \beta / 2) + A_2 \cos (\varphi_0 + \beta / 2) + 2A_3 \cos \varphi_0], \quad (12.3)$$

где γ_{bf} - расчетное значение удельного веса грунта обратной засыпки, кН / м³ (кгс / см³);

V_{bf} - объем, м³ (см³), тела выпирания в форме усеченной пирамиды, образуемой плоскостями, проходящими через кромки верхней поверхности фундамента (плиты) и наклоненными к вертикали под углами ϑ_i , равными:

у нижней кромки $\vartheta_1 = \varphi_0 + \varphi / 2$;

у верхней кромки $\vartheta_2 = \varphi_0 - \varphi / 2$;

у боковых кромок $\vartheta_3 = \vartheta_4 = \varphi_0$;

V_f - объем части фундамента, находящейся в пределах тела выпирания, м³ (см³); для анкерных плит принимается $V_f = 0$;

A_1, A_2, A_3 - площади граней тела выпирания, имеющих в основании соответственно нижнюю, верхнюю и боковые кромки верхней поверхности фундамента (плиты);

c_0 и φ_0 - расчетные значения удельного сцепления, кПа (кгс/см²), и угла внутреннего трения грунта обратной засыпки, град, принимаемые равными:

$$c_0 = \eta c_1; \quad \varphi_0 = \eta \varphi_1; \quad (12.4)$$

здесь c_1 и φ_1 - расчетные значения соответственно удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта природного сложения, определяемые в соответствии с указаниями п. 11.2;

η - коэффициент, принимаемый по табл. 12.2.

Таблица 12.2 - Коэффициент η при плотности грунта засыпки

Грунты обратной засыпки	Коэффициент η при плотности грунта засыпки, т/м ³	
	1,55	1,7
Пески, кроме пылеватых влажных и насыщенных водой	0,5	0,8
Пылевато-глинистые при показателе текучести $I_L \leq 0,5$	0,4	0,6

Примечание – Значение коэффициента η для пылеватых песков влажных, глин и суглинков при показателе текучести $0,5 < I_L \leq 0,75$ и супесей $0,5 < I_L \leq 1$ должно быть понижено на 15 %.

***13 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР МОСТОВ И ТРУБ ПОД НАСЫПЯМИ**

13.1. Основания опор мостов и труб под насыпями следует проектировать с учетом особенностей конструкций этих сооружений, действующих на них нагрузок и условий эксплуатации, инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрологических условий.

13.2. Основания опор мостов и труб под насыпями должны быть рассчитаны по несущей способности и по деформациям.

Расчет оснований опор мостов и труб под насыпями по несущей способности следует производить согласно указаниям СНиП по проектированию мостов и труб.

Расчет оснований опор мостов по деформациям должен включать определение осадок и кренов фундаментов, а для оснований труб под насыпями – определение осадок фундаментов производится в соответствии с требованиями обязательного приложения В.

Расчет по деформациям оснований опор мостов внешне статически неопределимых систем следует производить с учетом взаимодействия оснований, фундаментов, надфундаментной части опор и пролетных строений.

Расчет осадок фундаментов допускается не производить в случаях, предусмотренных СНиП по проектированию мостов и труб.

13.3. В местах залегания пылевато-глинистых грунтов с $I_L > 0,6$, биогенных грунтов и илов, а также на неустойчивых склонах, решение о конструкции трубы и ее фундамента должно приниматься исходя из необходимости обеспечения устойчивости не только трубы, но и примыкающих к ней участков насыпи.

13.4. Доверительная вероятность α расчетных значений характеристик грунтов, определяемых в соответствии с требованиями пп. 4.3.12-4.3.14, должна приниматься для грунтов оснований опор мостов и труб под насыпями при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0,98$, по деформациям $\alpha = 0,9$.

13.5. Глубина заложения фундаментов опор и фундаментов или грунтовых подушек труб под насыпями должна назначаться в соответствии с требованиями пп. 4.4.1-4.4.10 с учетом следующих указаний.

Если возможен размыв грунта для водотока, фундаменты опор мостов должны быть заглублены не менее чем на 2,5 м от наименьшей отметки дна водотока в месте

расположения опоры после его общего и местного размыва расчетным паводком и не менее чем на 2,0 м - при размыве наибольшим паводком.

При отсутствии возможности размыва грунта фундаменты опор мостов в нескальных грунтах должны быть заглублены от поверхности грунта или дна водотока не менее чем на 1 м.

В скальные грунты с пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии $R_c > 50$ МПа (500 кгс/см^2) фундаменты следует заглублять не менее чем на 0,1 м, а при $R_c \leq 50$ МПа (500 кгс/см^2) - не менее чем на 0,25 м.

Примечание – Глубина размыва дна водотока должна определяться в соответствии с указаниями государственных нормативов по проектированию мостов и труб.

13.6. Глубину заложения фундаментов опор мостов и труб под насыпями следует принимать по табл. 2 при расположении уровня подземных вод на глубине $d_w \leq d_f + 2$ м. Если по требованиям табл.2 глубина заложения фундаментов должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта, все фундаменты, за исключением фундаментов или грунтовых подушек для средних звеньев одноочковых труб отверстием до 2 м, следует заглублять не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины промерзания грунта. При этом за расчетную глубину промерзания принимается ее нормативное значение.

Фундаменты или грунтовые подушки средних звеньев одноочковых труб отверстием до 2 м допускается закладывать без учета глубины промерзания грунта.

В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания грунта, соответствующие грунты, указанные в табл. 2, должны залегать не менее чем на 1 м ниже нормативной глубины промерзания грунта.

Примечание. Глубину заложения фундаментов и грунтовых подушек под средние звенья труб диаметром 2 м и более следует назначать с учетом уменьшения глубины промерзания грунта в направлении к оси насыпи.

13.7. Трубы под насыпями следует укладывать на фундаменты или на уплотненные грунтовые подушки. Фундаменты обязательны для звеньев и оголовков труб незамкнутого поперечного сечения и рекомендуются для оголовков труб любой конструкции.

В случаях заложения оголовков труб на грунтовых подушках должны предусматриваться противофильтрационные экраны.

13.8. Основанию труб (в целях сохранения в процессе эксплуатации необходимого уклона для стока воды по трубам и предупреждения их подтопления снизу) должен придаваться строительный подъем в зависимости от высоты насыпи и физико-механических свойств грунтов основания.

***14 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЗАКАРСТВОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ**

14.1. Основания сооружений, возводимых на закарстованных территориях, должны проектироваться с учетом возможности образования карстовых деформаций - провалов и оседаний и особенностей развития карстовых процессов.

14.2. Карстовые деформации характеризуются следующими параметрами:

- интенсивностью их проявления, т.е. среднегодовым количеством карстовых деформаций на единицу площади территории;
- средними и максимальными диаметрами провалов и оседаний, их средней глубиной, а для оседаний, кроме того, кривизной земной поверхности и наклоном краевых участков зоны оседания.

Параметры карстовых деформаций определяются расчетом с использованием вероятностно-статистических и (или) аналитических методов на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий с учетом их возможных изменений за время эксплуатации сооружений, закономерностей образования деформаций, конструктивных особенностей сооружения, степени его ответственности и срока эксплуатации.

14.3. При проектировании сооружений на закарстованных территориях следует предусматривать мероприятия, исключаящие возможность образования карстовых деформаций или снижающие их неблагоприятное воздействие на сооружения, к которым относятся:

- заполнение карстовых полостей;
- прорезка закарстованных пород глубокими фундаментами;
- закрепление закарстованных пород и (или) вышележащих грунтов;
- водозащитные мероприятия;
- исключение или ограничение неблагоприятных техногенных воздействий.

14.4. Если применением мероприятий, указанных в п.14.3, возможность образования карстовых деформаций полностью не исключена, а также в случае технической невозможности или нецелесообразности их применения, должны предусматриваться конструктивные мероприятия, назначаемые исходя из расчета фундаментов и конструкций сооружения с учетом образования карстовых деформаций.

14.5. Выбор одного или комплекса мероприятий должен производиться с учетом видов возможных карстовых деформаций и их параметров, степени значимости сооружения, его конструктивных и эксплуатационных особенностей в соответствии с требованиями п. 4.1.

Принятые мероприятия не должны приводить к активизации карстовых процессов на примыкающих территориях.

В обоснованных случаях следует предусматривать контроль за развитием карстовых процессов в зоне сооружения во время его эксплуатации.

14.6. Расчет оснований сооружений, возводимых на закарстованных территориях, должен производиться в соответствии с требованиями разд. 4.

При наличии в основании сооружений грунтов с особыми свойствами (просадочных, набухающих и др.), залегающих над закарстованными грунтами, следует учитывать требования соответствующих разделов настоящих норм.

14.7. При проектировании сооружений на закарстованных территориях с возможностью образования провалов следует применять фундаменты с консольными выступами: неразрезные ленточные, пространственно-рамные, плоские и ребристые плитные.

14.8. При необходимости усиления оснований и фундаментов существующих сооружений следует предусматривать:

- объединение отдельных фундаментов в пространственно-рамные конструкции;
- устройство консольных выступов, поясов жесткости и т.п.;
- закрепление грунтов основания;
- заполнение образовавшихся провалов (песком, щебнем, цементным раствором и т.п.)

***15 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

15.1. Основания, сложенные пучинистыми грунтами, должны проектироваться с учетом способности таких грунтов при сезонном промерзании увеличиваться в объеме, что сопровождается подъемом поверхности грунта и возникновением сил морозного пучения грунта, действующих на фундамент. При оттаивании происходит осадка пучинистого грунта.

15.2. К пучинистым грунтам относятся пылевато-глинистые грунты, пески пылеватые и мелкие, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие к началу промерзания влажность выше определенного уровня.

При проектировании следует учитывать возможность повышения влажности грунта за счет подъема уровня подземных вод, и экранирования поверхности.

15.3. Пучинистые грунты характеризуются:

относительной деформацией морозного пучения ε_{fh} — отношением подъема ненагруженной поверхности грунта к толщине промерзающего слоя;

давлением морозного пучения p_{fh} , нормальным к подошве фундамента;

удельным значением τ_{fh} касательной силы морозного пучения, действующей вдоль боковой поверхности фундамента.

Указанные характеристики, как правило, должны устанавливаться на основе опытных данных с учетом возможного изменения гидрогеологических условий. При отсутствии опытных данных характеристики допускается определять по физическим характеристикам грунтов.

15.4. Расчет оснований, сложенных пучинистыми грунтами, должен выполняться в соответствии с требованиями разд. 4 с учетом сил морозного пучения.

15.5. При заложении фундаментов ниже расчетной глубины промерзания должен выполняться расчет устойчивости фундаментов на действие касательных сил морозного пучения.

15.6. При заложении фундаментов выше расчетной глубины промерзания (малозаглубленные фундаменты) необходимо производить расчет деформаций морозного пучения грунтов основания с учетом касательных и нормальных сил морозного пучения.

Примечание. Малозаглубленные фундаменты допускается применять для сооружений III класса, а также для одно- и двухэтажных зданий сельскохозяйственного назначения при нормативной глубине промерзания не более 1,7 м.

15.7. Расчетные деформации морозного пучения грунтов основания, определяемые с учетом нагрузки от сооружения, не должны превышать предельных значений, рекомендуемого приложения В для набухающих грунтов.

15.8. Если расчетные деформации морозного пучения основания малозаглубленных фундаментов больше предельных или устойчивость фундаментов на действие сил морозного пучения недостаточна, кроме возможности изменения глубины заложения фундаментов, следует рассмотреть необходимость применения мероприятий, уменьшающих силы и деформации морозного пучения, а также глубину промерзания в соответствии с указаниями подразд. 4.4 – водозащитные, теплозащитные или физико-химические.

Если при применении указанных мероприятий деформации морозного пучения не исключены, следует предусматривать конструктивные мероприятия, назначаемые исходя из расчета фундаментов и конструкций сооружения с учетом возможных деформаций морозного пучения.

***16 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАМЫВНЫХ ГРУНТАХ**

16.1. Основания, сложенные намывными грунтами, должны проектироваться с учетом их неоднородности (многослойности, изменчивости состава и свойств в плане и по глубине), способности изменять физико-механические свойства со временем, в том числе за счет колебаний уровня подземных вод, чувствительности к вибрационным воздействиям, а также возможных осадок подстилающих слоев.

Для намыва, как правило, следует использовать песчаные грунты.

Примечание. Намыв грунтов на просадочные (в грунтовых условиях I типа), набухающие и засоленные грунты допускается при соответствующем обосновании.

16.2. Прочностные и деформационные характеристики намывных грунтов, как правило, должны устанавливаться по результатам полевых и лабораторных исследований грунтов не нарушенного сложения с учетом возраста намывного грунта, т.е. времени, прошедшего после окончания намыва, а также разницы во времени между периодом инженерно-геологических изысканий и началом строительства.

16.3. Для предварительных расчетов оснований, а также окончательных расчетов оснований зданий и сооружений III класса допускается пользоваться значениями прочностных и деформационных характеристик грунтов, полученными по их физическим характеристикам в зависимости от возраста намывных грунтов.

16.4. Расчет оснований, сложенных намывными грунтами, должен производиться в соответствии с требованиями разд. 4.

Если толщина намывных грунтов подстилается биогенными грунтами или илами, в расчетах оснований следует дополнительно учитывать требования разд. 5. В указанном случае применение столбчатых фундаментов не допускается.

16.5. Расчетное сопротивление R намывных грунтов определяется в соответствии с требованиями подразд. 4.6. При этом значения прочностных характеристик намывного грунта (φ_{II} и c_{II}) следует принимать соответствующими началу строительства.

16.6. Полная деформация основания, сложенного намывными грунтами, должна определяться суммированием осадок основания от внешней нагрузки, самоуплотнения толщи намывных грунтов и дополнительных осадок за счет незавершившейся консолидации загруженных намывом подстилающих слоев грунта.

16.7. При расчетных деформациях основания, сложенного намывными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания в соответствии с указаниями пп. 16.1-16.6 должны предусматриваться:

- уплотнение намывных грунтов (вибрационными машинами и катками, глубинным гидровиброуплотнением, использованием энергии взрыва, трамбованием, избыточным намывом грунта на площади застройки и др.);
- закрепление или армирование намывного грунта;
- конструктивные мероприятия.

(Дополнен разделами 7-16 – Приказ КДСиЖКХ от 06.11.2019 г. №178-НК)

Приложение А

(обязательное)

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов

А.1 Характеристики грунтов, приведенные в Таблицах А.1-А.7, допускается использовать в расчетах оснований сооружений в соответствии с указаниями 5.3.17.

А.2 Характеристики песков в Таблице А.1 относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей (слюда, глауконит и пр.), включая органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов S_r .

А.3 Характеристики глинистых грунтов в Таблицах А.2 и А.3 относятся к грунтам, содержащим не более 5% органического вещества и имеющим степень влажности $S_r \geq 0,8$.

А.4 Для грунтов с промежуточными значениями e , не указанными в Таблицах А.1-А.7, значения c_n, φ_n и E определяют интерполяцией. Если значения e , I_L и S_r грунтов выходят за пределы, предусмотренные Таблицами А.1-А.7, характеристики c_n, φ_n и E определяют по данным непосредственных испытаний этих грунтов. Допускается в запас надежности принимать характеристики c_n, φ_n , и E по соответствующим нижним пределам e , I_L и S_r в Таблицах А.1-А.7, если грунты имеют значения e , I_L и S_r меньше этих предельных значений.

А.5 Для определения значений c_n, φ_n , и E по Таблицам А.1-А.7 используют нормативные значения e , I_L и S_r .

Таблица А.1 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа, песков четвертичных отложений

Пески	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c	2	1	-	-
	φ	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Средней крупности	c	3	2	1	-
	φ	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Мелкие	c	6	4	2	-
	φ	38	36	32	28
	E	48	38	28	18

Таблица А.1 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа, песков четвертичных отложений (продолжение)

Пылеватые	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблица А.2 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	-	-	-
		φ	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	-	-
		φ	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	-
		φ	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	-
		φ	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	25	20	16	14	12
		φ	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0,4 < I_L \leq 0,75$	c	-	81	68	54	47	41	36
		φ	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	-	57	50	43	37	32
		φ	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	45	41	36	33	29
		φ	-	-	15	14	12	10	7

**Таблица А.3 - Нормативные значения модуля деформации E , МПа, глинистых
нелессовых грунтов**

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Модуль деформации грунтов E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном											
				0,3 5	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Четвер- тичные отло- жения	Аллювиальные , делювиальные, озерные, озерно- аллювиальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-	
		Суглинк и	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-	
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-	
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-	
		Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-	
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-	
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
		Флювио- гляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
			Суглинк и	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$			-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-	
	$0,5 < I_L \leq 0,75$			-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-	
	Моренные	Супеси	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-	
		Суглинк и													
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-		
		$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-		
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10		

Таблица А.4 - Нормативные значения модуля деформации E , МПа, угла внутреннего трения φ_n , град., и удельного сцепления c_n , кПа, глинистых заторфованных грунтов при степени заторфованности $0,05 \leq I_{om} \leq 0,25$

Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики глинистых грунтов при степени заторфованности I_{om} и коэффициенте пористости e , равных							
		$I_{om} = 0,05 - 0,1$				$I_{om} = 0,1 - 0,25$			
		0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 \leq I_L \leq 0,25$	E	13,0	12	11	10	8,5	8	7	5,0
	φ	21	20	18	16	15	-	-	-
	c	29	33	37	45	48	-	-	-
$0,25 < I_L \leq 0,5$	E	11	10	8,5	7,5	7	6	5,5	5
	φ	21	20	18	16	15	14	13	12
	c	21	22	24	31	33	36	39	42
$0,5 < I_L \leq 0,75$	E	8,0	7	6,0	5,5	5	5	4,5	4
	φ	21	20	18	16	15	14	13	12
	c	18	19	20	21	23	24	26	28
$0,75 < I_L \leq 1$	E	6	5	4,5	4,0	3,5	3	2,5	-
	φ	-	-	-	18	18	18	17	-
	c	-	-	-	15	16	17	18	-

Таблица А.5 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., и модуля деформации E , МПа, элювиальных песков

Пески	Обозначения характеристик	Характеристики песков при коэффициенте пористости e , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Дресвянистые	E	45	41	39	37	35	34	-
	φ	34	31	28	25	23	21	-
	c	44	33	24	18	15	14	-
Крупные и средней крупности	E	41	35	29	23	19	-	-
	φ	32	30	27	24	22	-	-
	c	44	31	22	14	13	-	-
Пылеватые	E	58	51	44	39	33	29	24
	φ	32	30	27	24	22	20	18
	c	48	38	29	21	16	12	10
Примечание – Данные таблицы распространяются на элювиальные пески, образованные при выветривании кварцесодержащих магматических пород.								

Таблица А.6 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., и модуля деформации E , Мпа, элювиальных глинистых грунтов магматических и метаморфических пород

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2
Супеси	$I_L < 0$	c	47	44	42	41	40	39	-
		φ	34	31	28	26	25	24	-
		E	37	30	25	20	15	10	-
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	c	42	41	40	39	38	-	-
		φ	31	28	26	25	24	-	-
		E	25	18	14	12	11	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	57	55	54	53	52	51	50
		φ	24	23	22	21	20	19	18
		E	27	25	23	21	19	17	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	48	46	44	42	40	37
		φ	-	22	21	20	19	18	17
		E	-	19	16	14	13	12	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	41	36	32	29	25
		φ	-	-	20	19	18	17	16
		E	-	-	15	13	11	10	9
		c	-	-	41	36	32	29	25
		φ	-	-	20	19	18	17	16
		E	-	-	15	13	11	10	9

Таблица А.6 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., и модуля деформации E , МПа, элювиальных глинистых грунтов магматических и метаморфических пород (продолжение)

Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	-	62	60	58	57	56	-
		φ	-	20	19	18	17	16	-
		E	-	19	18	17	16	15	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	54	50	47	44	-	-
		φ	-	17	15	13	12	-	-
		E	-	14	12	10	9	-	-
Примечание - Данные таблицы распространяются на элювиальные глинистые грунты, в которых содержание крупнообломочных частиц ($d \geq 2\text{мм}$) не превышает 20% по массе.									

Таблица А.7 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., и модуля деформации E , МПа, элювиальных глинистых грунтов осадочных аргиллито-алевролитовых пород

Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном				
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85
c	58	48	40	35	31
φ	29	24	21	19	17
E	25	21	17	13	10

Приложение Б

(обязательное)

Расчетные сопротивления грунтов оснований

Б.1 Расчетные сопротивления грунтов основания R_0 , приведенные в Таблицах Б.1-Б.10, предназначены для предварительного определения размеров фундаментов. Область применения значений R_0 и R'_0 для окончательного определения размеров фундаментов указана в 4.6.6 для Таблиц Б.1-Б.3, в 5.1 - для Таблицы Б.4, в разд. 7 - для Таблицы Б.5, в разд. 8 - для Таблиц Б.6-Б.8, в 9.4 - для Таблицы Б.9 и в 12.5 - для Таблицы Б.10.

Б.2 Для грунтов с промежуточными значениями e и I_L (Таблицы Б.1-Б.3, Б.7 и Б.8), ρ_d и S_r (Таблица Б.4), S_r (Таблица Б.9), а также для фундаментов с промежуточными значениями λ (Таблица Б.10) значения R_0 и R'_0 определяют интерполяцией.

Б.3 Значения R_0 (Таблицы Б.1-Б.9) относятся к фундаментам, имеющим ширину $b=1$ м и глубину заложения $d=2$ м.

Таблица Б.1 - Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значения R_0 , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем: песчаным	600
глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным	500
глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблица Б.2 - Расчетные сопротивления R_0 песков

Пески	Значения R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица Б.3 - Расчетные сопротивления R_0 глинистых (непросадочных) грунтов

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	200
	0,7	250	150
Суглинки	0,5	350	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблица Б.4 - Расчетные сопротивления R_0 глинистых просадочных грунтов

Грунты	Значения R_0 , кПа, просадочных грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	<u>300</u>	<u>350</u>	200	250
	150	180		
Суглинки	<u>350</u>	<u>400</u>	250	300
	180	200		
Примечание - Над чертой приведены значения R_0 , относящиеся к незаможенным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; под чертой - значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.				

Таблица Б.5 - Расчетные сопротивления R_0 заторфованных песков

Пески средней плотности	Значения R_0 , кПа, в зависимости от степени заторфованности грунта I_{om}		
	$0,03 < I_{om} \leq 0,1$	$0,1 < I_{om} \leq 0,25$	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$
Пески мелкие:			
маловлажные	250	180	90
очень влажные и насыщенные водой	150	100	70
Пески пылеватые:			
маловлажные	200	120	80
очень влажные	100	80	50
насыщенные водой	80	60	40
Примечание - Значения R_0 в таблице от носят к грунтам со степенью разложения растительных остатков $D_{pd} \leq 20\%$. При $D_{pd} > 20\%$ значения R_0 принимают с коэффициентом 0,8.			

Таблица Б.6 - Расчетные сопротивления R_0 элювиальных крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значения R_0 , МПа, при исходных образующих породах			
	магматических и метаморфических		осадочных сцементированных	
	содержащих кварц	бескварцевых	песчаники	аргиллиты и алевролиты
Глыбовые	0,9	0,7	0,8	0,6
Щебенистые невыветрелые	0,8	0,6	0,6	0,5
Щебенисто-дресвяные слабовыветрелые	0,6	0,5	0,5	0,4
Дресвяные сильновыветрелые	0,5	0,4	0,4	0,3

Таблица Б.7 - Расчетные сопротивления R_0 элювиальных песков

Пески	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , МПа
Дресвяные независимо от влажности	0,5	0,6
	0,7	0,45
	0,9	0,3
Крупные и средней крупности независимо от влажности	0,5	0,5
	0,7	0,35
	0,9	0,25
Пылеватые маловлажные и влажные	0,5	0,55
	0,7	0,4
	0,9	0,3
	1,1	0,2
<p>ПРИМЕЧАНИЯ 1 Приведенные значения R_0 относятся к элювиальным пескам, образованным при выветривании магматических кварцесодержащих пород и осадочных цементированных песчаников.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 2 Для пылеватых песков, насыщенных водой, значения R_0 принимают с коэффициентом 0,8 к соответствующим значениям e.</p>		

Таблица Б.8 - Расчетные сопротивления R_0 элювиальных глинистых грунтов

Грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , МПа, при показателе текучести I_L , равном	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,2
Суглинки	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,18
	0,9	0,2	0,13
	1,1	0,15	0,10
Глины	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,15
	1,25	0,2	0,10
<p>Примечание - Приведенные значения R_0 относятся к элювиальным глинистым слабоструктурным грунтам, образованным при выветривании магматических пород. Для глинистых аргиллитов-алевролитовых грунтов значения R_0 принимают с коэффициентом 0,9.</p>			

Таблица Б.9 - Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристики насыпи	Значения R_0 , кПа			
	Пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т.п. при степени влажности S_r		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, планомерно возведенные с уплотнением	250	200	180	150
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250	200	180	150
без уплотнения	180	150	120	100
Свалки грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	150	120	120	100
без уплотнения	120	100	100	80
<p>ПРИМЕЧАНИЯ 1 Значения R_0 относятся к насыпным грунтам с содержанием органических веществ $I_{от} \leq 0,1$.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 2 Для неслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимают с коэффициентом 0,8.</p>				

Таблица Б.10 - Расчетные сопротивления грунтов обратной засыпки R'_0 для выдергиваемых фундаментов опор воздушных линий электропередачи

Относительное заглубление фундамента $\lambda = d/b$	Значения R'_0 , кПа			
	Глинистые грунты при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ и плотности грунта обратной засыпки, т/м ³		Пески средней крупности и мелкие маловлажные и влажные при плотности грунта обратной засыпки, т/м ³	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	-	100	-	100
<p>ПРИМЕЧАНИЯ 1 Значения R'_0 для глин и суглинков с показателем текучести $0,5 < I_L \leq 0,75$ и супесей при $0,5 < I_L \leq 1,0$ принимают по графе "глинистые грунты" с введением коэффициентов соответственно 0,85 и 0,7.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 2 Значения R'_0 для пылеватых песков принимают как для песков средней крупности и мелких с коэффициентом 0,85.</p>				

Приложение В
(обязательное)
Предельные деформации оснований

Таблица В.1 - Предельные деформации оснований

Сооружения	Предельные деформации оснований		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	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	-	(10)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003	-	(15)
стальным	0,004	-	(15)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	(18)
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024	0,005	18

Таблица В.1 - Предельные деформации оснований (продолжение)

4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	-	0,004	25
5 Дымовые трубы высотой 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 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз.4 и 5	-	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-

Таблица В.1 - Предельные деформации оснований (продолжение)

8	Опоры воздушных линий электропередачи:			
	промежуточные прямые	0,003	0,003	-
	анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
	специальные переходные	0,002	0,002	-
<p>ПРИМЕЧАНИЯ 1 Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в поз.3, принимают равными $0,5(\Delta s / L)_u$, а относительного выгиба - $0,25(\Delta s / L)_u$.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 2 При определении относительной разности осадок $(\Delta s / L)_u$ в поз.8 настоящего приложения за L принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 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%.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 4 Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную разность осадок в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере $0,25(\Delta s / L)_u$.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЯ 5 Для сооружений, перечисленных в поз.1-3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.</p>				

Приложение Г
(информационное)

Изолинии нормативных глубин промерзания грунтов

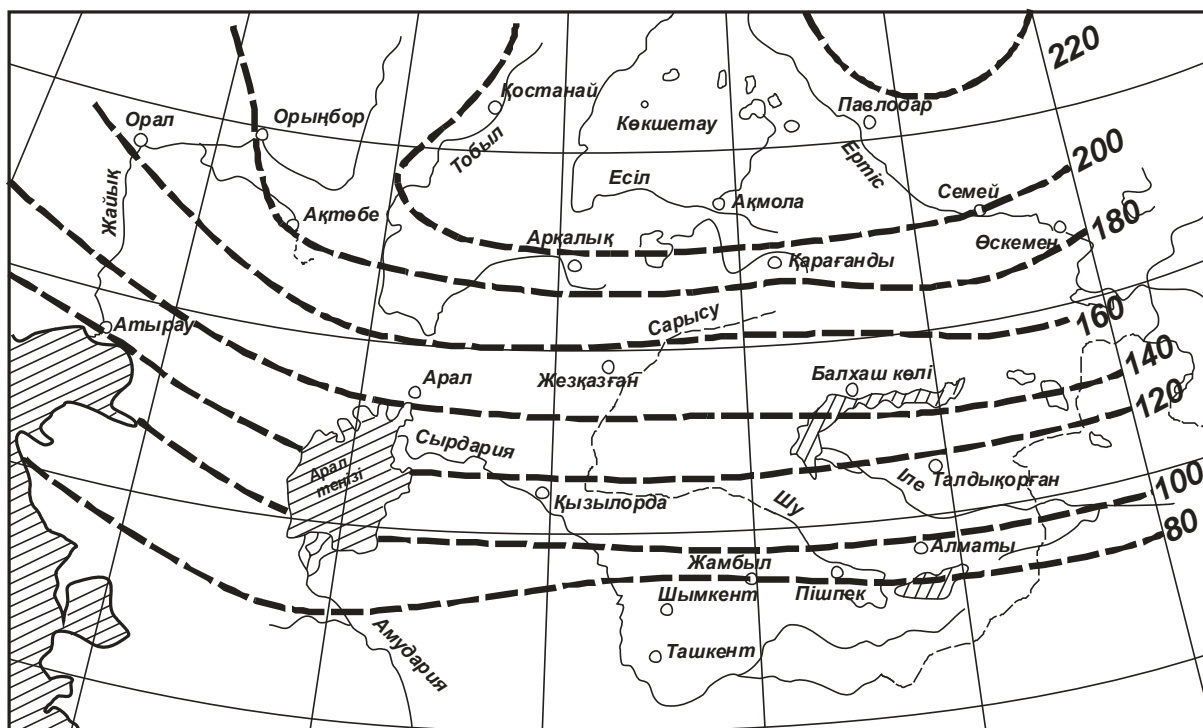


Рисунок Г.1 - Карта изолиний нормативных глубин промерзания грунтов на территории Казахстана

Библиография

- [1] СП 50–101–2002 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
- [2] ГОСТ 20522-96 Методы статистической обработки результатов испытаний.
- [3] ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
- [4] ГОСТ 20276-2012 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
- [5] ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.
- [6] ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
- [7] ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
- [8] ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
- [9] ГОСТ 30416-2012 Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.
- [10] ГОСТ 30672-99 Грунты. Полевые испытания. Общие положения.
- [11] ГОСТ 23161-2012 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ИНДУСТРИЯ ЖӘНЕ ИНФРАҚҰРЫЛЫМДЫҚ ДАМУ
МИНИСТРЛІГІ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ
ІСТЕРІ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ 5.01-102-2013*

ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫҢ ІРГЕЛЕРІ

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА МИНИСТЕРСТВА ИНДУСТРИИ И ИНФРАСТРУКТУРНОГО РАЗВИТИЯ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК 5.01-102-2013*

ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная