

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

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

ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ НЕГІЗДЕМЕЛЕРІ

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

**ҚР ЕЖ 3.04-103-2014
СП РК 3.04-103-2014**

Ресми басылым
Издание официальное

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, ҚазКСЖДИ ШЖҚ ҚарМТУ РМК
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 министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», КазМИРР при РГП на ПХВ КарГТУ
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» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

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

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

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	III
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР.....	2
4 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР.....	3
4.1 Негізгі ережелер	3
4.2 Топырақтар сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері	7
4.3 Негіздердің инженерлік-геологиялық және есептік сұлбаланулары	15
4.4 Негіздердің орнықтылығын (көтеру қабілетін) есептеу	16
4.4.1 Негізгі ережелер	16
4.4.2 Тау-тасты емес негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу	17
4.4.3 Тауасты негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу	22
4.5 Негіздің сүзілулік есептеулері	26
4.6 Тау-тасты негіздердің жергілікті беріктігін есептеу	29
4.7 Түйісу кернеулерін анықтау	31
4.8 Негіздерді деформациялар бойынша есептеу	34
4.8.1 Жалпы ережелер	34
4.8.2 Ғимараттардың шөгулерін анықтау.....	35
4.8.3 Тауасты емес негіздердегі ғимараттардың жантаюын есептеу.....	37
4.8.4 Сейсмикалық аудандарда тұрғызылатын ғимараттар негіздерін жобалау ерекшеліктері	39
5 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ ҚОРЛАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ	42
5.1 Энергия тұтынушылықтың азайтылу ережелері	42
5.2 Табиғи қорларды ұтымды пайдалану	43
5.3 Қоршаған ортаны қорғау	43
А қосымшасы (міндетті) Топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамаларының мәндері.....	46
Б қосымшасы (міндетті) Ғимараттардың ауытқуларын есептеуге арналған негіздердің деформация модулін анықтау	58
В қосымшасы (міндетті) Ғимараттардың орнықтылығын әртекті негіздің беті бойынша ығысуға есептеу.....	61
Г қосымшасы (ақпараттық) Жоспарда бұралып ығысу кезіндегі ғимараттың орнықтылығын есептеу.....	64
Д қосымшасы (ақпараттық) Тауасты емес негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын терең және аралас ығысулар сұлбалары бойынша есептеу	68
Е қосымшасы (ақпараттық) Түйісу кернеулерін ортадан тыс сығу әдісімен анықтау.....	76
Ж қосымшасы (ақпараттық) Түйісу кернеулерін біртекті құмды негіздердегі ғимараттар үшін тәжірибелік эпюралар әдісімен анықтау	77
И қосымшасы (міндетті) Негіздің шөгуін қабаттап жинақтау әдісімен анықтау	79
К қосымшасы (ақпараттық) Негіздің шөгуін топырақтың есептік кедергісінен асатын ғимарат табанының астындағы орташа қысым кезінде анықтау	81

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы «Имараттар мен ғимараттардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» техникалық регламенті дәлелдік базасының нормативтік құжаттарының, гидротехникалық ғимараттар негіздерінің жобалануына қарасты тек біреуі ретінде ұсынылады.

Осы ережелер жинағы, ҚР ҚН 3.04-03 «Гидротехникалық ғимараттардың негіздері» қызметтік сипаттамаларына қойылатын талаптарының қолайлы шешімдері мен өлшемдерін белгілейді.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ НЕГІЗДЕМЕЛЕРІ
ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы ережелер жинағына барлық топтардағы гидротехникалық ғимараттардың, соның ішінде, гравитациялық, аркалық және контрфорстық тоғандардың, сүйеме қабырғалардың, шлюздердің, шельфтік және кемежайлық ғимараттардың негіздерін, гидротехникалық ғимараттардың орналасқан жерлердегі табиғи беткейлер мен жасанды құламаларды жобалауға арналған негізгі ережелер және қолайлы техникалық шешімдер енген.

1.2 Осы ережелер жинағы топырақтардың жіктелуін және олардың физикалық-механикалық сипаттамаларын, негіздердің инженерлік-геологиялық және есептік сұлбаландырылуын, негіздердің орнықтылығының, кернеулік-деформациялану күйдің, суффозиялық беріктіктің есептелу әдістерін қамтиды, сонымен қатар, негіздердің дайындалу сапасының бақылау әдістерін, пайдалану кезінде негіздер күйін қадағалау әдістемесін және негіздердің сенімділігін арттыратын инженерлік шаралар белгілейді.

1.3 Осы ережелер жинағының негізгі ережелері мен қолайлы техникалық шешімдері жерасты гидротехникалық ғимараттарды және су шығындары 5 м³/с аспайтын, сондай-ақ мелиорациялық каналдардағы су тереңдіктері 1 м аспайтын сушаруашылық ғимараттарын жобалауға тарамайды.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағында келесі нормативтік-техникалық құжаттарға сілтемелер қолданылды:

ҚР ҚН 3.04-03-2014 Гидротехникалық имараттардың негіздемелері.

ЕЖ 58.13330.2011 Гидротехникалық ғимараттар.

ЕЖ 50-101-2004 Ғимараттар мен имараттардың іргелері. Жобалау.

Ескертпе - Ұсынылған ережелер жинағын қолдануда, сілтеме жасалған құжаттарды жыл сайын жаңартылып отыратын «Қазақстан Республикасы шекарасында қызмет атқаратын сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық тізім», «Қазақстан Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттарға сілтеу», «Қазақстан Республикасының мемлекет аралық 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 3.04-03 терминдер мен анықтамалар қолданылады:

3.1 Имарат: Көлемдік, жазықтық немесе сызықтық жердегі, жер бетіндегі немесе жер астындағы көтергіштік, ал жеке жағдайларда қоршаушы құрылымдардан тұратын және әр түрлі өндірістік үрдістерді орындауға, материалдарды, өнімдерді, жабдықтарды сақтауға, адамдардың уақытша мекендеуіне, адамдар мен жүктердің орын ауыстыруына және т.б арналған құрылыстық жүйе.

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

3.3 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.

3.4 Топырақ: Көпқұрамдас және көпкүйлі геологиялық орта және адамның инженерлік-шаруашылық әрекетінің нысаны болып табылатын жыныстар, жер қыртысы, техногендік түзілістер.

3.5 Топырақтың тура қысымы: Конструкция, топырақтан кері бағытта ауытқитын, қирау беттері пайда болатын кезеңге сай келетін, шекті тепе-теңдік күйдегі топырақтың қоршаулық конструкцияға түсіретін күштік әсері.

3.6 Топырақтың кері қысымы: Конструкция, топыраққа қарай бағытта ауытқитын, ығысу беттері пайда болатын кезеңге сай келетін, шекті тепе-теңдік күйдегі топырақтың қоршаулық конструкцияға түсіретін күштік әсері.

3.7 Құрғатқыш(кәріз): Негіздегі сүзілу ағынын жартылай немесе толық ұстап қалатын, сонымен қатар, ғимаратқа іргелес жатқан аймақтағы сүзілген суларды жинақтайтын және бұратын құрылғы.

3.8 Инженерлік-геологиялық үлгі: Сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері тұрақты, ғимараттың әсері тарайтын аймақтардағы инженерлік-геологиялық элементтердің орналасуының сұлбалы түрде бейнеленуі.

3.9 Инженерлік-геологиялық элемент (ИГЭ): Қасиеттерінің сипаттамалары, бөлінген элемент шектерінде, статистикалық тұрғыда біртекті және кездейсоқ өзгертін (заңдылықсыз) немесе байқалатын заңдылықты ескермеуге болатын жағдайлардағы жас шамасы, жаратылысы және түрі бірдей топырақ көлемі.

3.10 Жергілікті беріктік: "Ғимарат-негіз" жүйесінің жергілікті аймақтарында, топырақтың жүктемелер мен әсерлерді қирамай қабылдайтын қасиеті.

3.11 Ғимараттың және/немесе негіздің кернеулік-деформациялық күйі (КДК): "Ғимарат-негіз" жүйесінде, олардың әрекеттестену барысында дамитын кернеулер мен деформациялардың кеңістіктік таралуы.

3.12 Негіздің көтеру қабілеті: Негіз топырағының, оған ғимараттан берілетін ең

жоғары жүктемеге, негіздің қирауына және ғимараттың пайдалануға толық жарамсыздығына әкелетін сырғу беттерінің дамуысыз, шыдай алу қабілеті.

3.13 Гидротехникалық ғимараттың негізі: Ғимарат табанының астында орналасатын немесе оның іргетасы, су өткізбейтін элементтері және құрғату құрылғылары енетін табиғи немесе жасанды түрде қалыптастырылған (техногендік) топырақтың қалың қабаты.

3.14 Топырақтың жылжымалылығы: Топырақтың, тұрақты жүктеме әсерінен, уақыт бойынша ұзақ деформациялану үрдісі.

3.15 "Ғимарат-негіз"жүйесінің шекті тепе-теңдігі: Сыртқы жүктеменің сәл ғана өсуі, орныққан тепе-теңдіктің бұзылуына апаратын және ғимарат табанының астындағы топырақтың шөгуінің едәуір үдей түсуімен және жоғары қарай ығысуымен өтетін жүйенің күйі.

3.16 Топырақтың шекті күйі (беріктігі): Топырақ элементіндегі жанама және тік кернеулер (Кулон, Кулон-Мор, Мизес-Шлейхер және с.с) беріктік сынақтағыштарымен байланыстырылған, ал ығысу деформацияларының дамуы шектеусіз, нүктедегі топырақтың күйі.

3.17 Топырақтың ұзақ беріктігі: Жүктеменің ұзақ әсер еткендегі топырақ беріктігі.

3.18 Есептік топырақтық элемент(ЕТЭ): Шектерінің ішіндегі топырақ сипаттамаларының нормативтік және (немесе) есептік мәндері тұрақты немесе бағыт бойынша заңдылықты өзгертін болып қабылданатын топырақ көлемі.

3.19 Нысанның есептік геомеханикалық үлгісі: Негіздің қарастырылатын аймақтағы есептік топырақтық элементтерінің жиынтығы.

3.20 Су сығыла алмайтын ығысу кедергісі: Су сығыла алмайтын жағдайдағы топырақтың ығыстыратын жүктемеге деген ең жоғары кедергісі.

3.21 Сүзілулік беріктік: Негіздің, сүзілулік ағынның қирату, механикалық немесе химиялық суффозия түрінде білінетін, әсеріне қарсылық көрсету қабілеті.

3.22 Сүзілу: Гравитациялық күштердің әсерінен топырақтар мен кеуекті орталардағы судың жылжуы.

4 ҚОЛАЙЛЫ ШЕШІМДЕР

4.1 Негізгі ережелер

4.1.1 Гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау, келесі жайттар негізінде жүргізіледі:

- топырақ құрамындағы элементтердің құрылымы, құрамы және физикалық-механикалық және жылуфизикалық сипаттамалары жайындағы мәліметтерден тұратын инженерлік-геологиялық, геокриологиялық және гидрогеологиялық ізденістер және зерттеулер нәтижелері, жерасты суларының деңгейі мен арыны, олардың химиялық құрамы, коректену көздері мен тонданған жағдайдағы судың сығыла алуы, және т.б.;

- ғимарат тұрғызылатын ауданның сейсмикалық жағдайы жайындағы мәліметтер;

- инженерлік-геологиялық және климаттық жағдайлары ұқсас болып келетін

жерлердегі гидротехникалық ғимараттарды салу тәжірибелері;

- салынатын гидротехникалық ғимараттар жайындағы мәліметтер (міндеті, тобы, түрі, конструкциялық құрылымы, өлшемдері, орнату тәртібі, әсер етуші жүктемелер, әсерлер, пайдалану жағдайлары және т.б.);

- құрылыс ауданының әлеуметтік-экономикалық жағдайларын ескеру;

- негіз топырағының және тұрғызылатын ғимарат материалдарының беріктік, деформациялық немесе басқа да қасиеттерін тиімді пайдалану үшін ыңғайлы нұсқасын тандауды қамтамасыз ететін, ең аз шығындарды және техникалық, әлеуметтік және экологиялық қауіпсіздік талаптарын орындайтын, жобалық шешімдердің нұсқаларын техникалық-экономикалық салыстырылуы.

4.1.2 Гидротехникалық ғимараттардың сенімділігі мен қауіпсіздігін негіздеу үшін гидравликалық, су сүзілулік және температуралық жағдайлардың, сонымен қатар, тұтас орта механикасының заманауи, ең алдымен, сандық әдістерін қолдану арқылы, негіз жыныстары мен материалдарының нақты қасиеттері ескеріле, «ғимарат-негіз» жүйесінің кернеулік-деформациялық күйінің есептеулері орындалады. «Ғимарат-негіз» жүйесі сенімділігінің қамсыздандырылуы, олардың беріктік (соның ішінде сүзілулік), орнықтылық, деформациялар мен ауытқулар бойынша шекті күйлер әдісі есептеулерінің нәтижелерімен негізделуі мүмкін. Сенімділіктің қамтамасыз етілуіне негіз болатын шарт:

$$\gamma_{ic} F_0 \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_0, \quad (1)$$

мұндағы F_0 - жалпыланған күштік әсердің (күш, аударатын әсер, кернеу), деформацияның немесе басқа өлшемнің, шектік кйді бағалайтын, жүктеме бойынша сенімділік еселігі γ_f ескеріліп анықталынған есептік мәні;

R_0 - жалпыланған көтеру қабілеттің, деформацияның немесе басқа өлшемнің, топырақ бойынша сенімділік еселігі γ_g ескеріліп анықталынған есептік мәні;

γ_n - ғимараттың жауаптылығы бойынша сенімділік еселігі;

γ_{ic} - жүктемелерді біріктіру еселіктері;

γ_c - жұмыс жағдайларының еселіктері.

4.1.3 Негізге түсетін жүктемелер мен әсерлер ғимарат пен негіздің біріккен жұмысын ескеретін есептеулер бойынша анықталынады. Сейсмикалық әсерлердің шамасы мен бағыты, әсердің сипаты, жер сілкіңісінің қақортасы мен ошағының орналасу жері ескеріле анықталынады.

4.1.4 Гидротехникалық ғимараттар негіздерінің есептеулері шекті күйлердің екі тобы бойынша жүргізіледі:

- бірінші топ бойынша (көтеру қабілетінің жоғалуы және (немесе) негіз бен ғимараттың толығымен пайдалануға жарамсыздығы) - «ғимарат-негіз» жүйесінің жалпы беріктік және орнықтылық есептеулері, беріктік пен орнықтылыққа әсер ететін ауытқулардың есептеулері;

- екінші топ бойынша (қалыпты пайдалануға жарамсыздық) - жергілікті, соның

ішінде, негіздің сүзілу беріктігінің және ығысулар мен деформациялардың бірінші топ бойынша есептеулерге жатпайтын есептеулері. Есептеулерді шектік күйлер бойынша екі топқа бөлу, сәйкес шектік күйге жету кезінде мүмкін деген жағдайларды ескереді. Екінші топ бойынша шектік күйге жету кезінде мүмкін деген, маңыздылығы аздау жағдайлар, бірінші топ шектік күйімен салыстырғанда, қатқылдығы кемдеу есептік жағдайларды сәйкес реттемелеумен ескеріледі.

4.1.5 Бірінші топ бойынша есептеулер, пайдалануға толық жарамсыздылықты жою үшін, келесі шектік жағдайларды болдырмау мақсатында орындалуы мүмкін:

- негіз көтеру қабілетін, ал ғимарат орнықтылығын жоғалтуы;
- тауасты емес негіздің жалпы сүзілу беріктігінің бұзылуы, сонымен бірге тауасты және тауасты емес негіздің сүзілу беріктігінің бұзылуы су ағыстарының жылдамдығын күшейтсе, негіздің бұзылуына және басқа да ғимаратты әрі қарай пайдалануға жол бермейтін жағымсыз жағдайларға әкеліп соқтырса;
- негіздегі сүзілуге қарсы құрылғылардың бұзылуы немесе олардың дұрыс жұмыс істемеуі, су жинағыштар мен каналдардағы сулардың ағып кетуі немесе алаңды су алу және оның батпақтануы, сулану және т.б. үрдістердің орын алуы;
- ғимараттың жеке бөліктерінің қирауына әкеліп соқтыратын, оны ары қарай пайдалануға жол бермейтін негіздің әр бөліктерінің әртекті ығысуы (жер тоғандар мен бөгеттер өзектерінің, қалқандары мен басқа да сүзілуге қарсы элементтерінің бұзылуы, бетонды ғимараттар жарықтарының рауасыз ашылуы, жіктер тығыздамаларының істен шығуы және с.с.).

Бірінші топтағы шектік күйлер бойынша, ғимараттың жеке элементтерінің беріктігі мен орнықтылығының есептеулері орындалады, сонымен қатар, ғимараттың толығымен немесе оның негізгі элементтерінің беріктігін немесе орнықтылығын анықтайтын (мысалы, шпунттық сүйеме қабырғалардың қарнақтық тіректері) құрылымдар ауытқуларының есептеулері жүргізіледі. Бірінші топтағы шектік күйлер бойынша есептеулеріне, сонымен қатар, нысанның технологиялық жүйесін пайдалану мүмкін болмайтын жағдайларына апаратын, ғимараттың немесе оның құрылымдық элементтер ауытқуларының есептеулері де жатады. Ғимараттарға тікелей жақын және олардың тұтасқан жерлерінде орналасқан құламалар орнықтылыққа бірінші топтағы шектік күйлер бойынша есептелінуге тиісті. Егер, мұндай құламалардың орнықтылығының жоғалуы ғимаратты пайдалану жарамсыздығына әкеліп соқтырмаса, онда құламаларды екінші топтағы шектік күйлер бойынша есептеген жөн.

4.1.6 Екінші топ бойынша есептеулер, ғимарат пен негіздің қалыпты пайдалануға жарамсыздығын сипаттайтын келесі шектік күйлерді болдырмау мақсатында жүргізіледі:

- қарсы қысымды жоғарылататын, сүзілу шығынын, ғимараттардың ауытқулары мен еңкеюлерін ұлғайтатын және т.б. негіздің жеке аймақтарының жергілікті беріктігінің бұзылуы;
- топырақтардағы жылжымалылық пен жарықтар пайда болулардың орын алуы;
- нысанның пайдалануындағы қиындықтарды туғызатын ғимараттардың және негіздегі топырақтардың ауытқулары;
- каналдың немесе арнаның, суқабылдағыштардың кіру саңлауларының жарым-жартылай басылып қалуын тудыратын беткейлер мен құламалардың орнықтылықтарын

жоғалтуы және басқа зардаптар;

- егер беткейлер орнықтылығының жоғалуы ғимараттың пайдалануға жарамсыз күйін тудырса, онда мұндай беткейлердің орнықтылығының есептеулерін бірінші топтағы шекті күйлер бойынша жүргізеді.

Негіздің жергілікті беріктігінің есептеулері негіздің көтеру қабілетінің толық жоғалуын көрсететін жағдайда, бірінші топтағы шектік күйлер шартының (1) орындалуын қамтамасыз ететін, негіздің беріктігін жоғарылататын немесе «ғимарат-негіз» жүйесіндегі құрылымдарды өзгертетін шаралар қарастырылады.

4.1.7 Динамикалық жүктемелердің әсеріне ұшырайтын гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау кезінде, негіздердің есептеулерін, қажет болған жағдайда, ғимарат пен негіздің арасындағы динамикалық әсерді (әдетте, топырақтардың сызықты емес сұлбаларын қолданып) және динамикалық (циклдық) әсерлер кезінде топырақтардың қасиеттерінің мүмкін деген өзгеруін ескеріп жүргізеді.

4.1.8 Гидротехникалық ғимараттардың орнықтылығы мен негіздерінің орнықтылығының детерминистік есептеу әдістерімен қатар, олардың сенімділігі мен жұмыс тоқтатылуын бағалайтын ықтималдық әдістерді қолдану ұсынылады.

«Ғимарат-негіз» жүйесінің жұмыс тоқтатылуын бағалау кезінде, келесі шарттың орындалу мүмкіндігін бағалаған жөн:

$$R_k - F_k > 0. \quad (2)$$

Бұл жағдайда, жүктемелердің бірігуіне сәйкес келетін, шекті кедергінің R_k жинақталған күші мен жинақталған күштік әсер F_k , ықтималдық сипаттағы шамалар ретінде қарастырылады. Жұмыс тоқтатылуының табылған ықтималдығы жұмыс тоқтатылуының нормативтік деңгейімен салыстырылады (орнықтылықтың жоғалуы және т.б.). Ғимараттың қызмет көрсету мерзіміне T_0 қарасты жұмыс тоқтатылу ықтималдығының нормативтік деңгейінің мәні (ғимараттың орнықтылығының жоғалуы, негіз беріктігінің бұзылуы), жұмыс тоқтатылуы (апаттар) және зақымдалулар бойынша статистикалық мәліметтер негізінде қабылданады. Мұндай мәліметтер болмаған кезде Кесте 1 мәліметтерін қолдануға болады.

1-кесте – Ғимараттардың жұмыс тоқтатылуының ықтималдығы

Гидротехникалық ғимараттардың топтары	Жұмыс тоқтатылуының ықтималдығы, 1/жыл
I	$5 \cdot 10^{-5}$
II	$5 \cdot 10^{-4}$
III	$2,5 \cdot 10^{-3}$
IV	$5 \cdot 10^{-3}$

4.2 Топырақтар сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері

4.2.1 Топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамаларын, келесі жайттарда олардың мәндерін пайдалану үшін, анықтайды:

- ИГЭ белгілеу және негіз топырақтарын жіктеу;
- бір көрсеткіштерді, басқалары арқылы, функционалдық немесе сәйкеске келтіретін тәуелділіктер көмегімен анықтау;
- гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау есептерін шешу.

4.2.2 Топырақтарды жіктеу және гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау үшін тәжірибелік түрде және есептелінетін жіктеулік және физикалық-механикалық көрсеткіштерін сонымен қатар, қосымша, топырақтардың келесі сипаттамаларын анықтайды:

- тығыздалу алдындағы қысым p'_c ;
- тиімді кернеулердегі φ' , c' және толық кернеулердегі φ , c ішкі үйкеліс бұрышы мен ілініс күші;
- су сығыла алмайтын ығысуға кедергі s_u ;
- көлденең деформация еселігі ν ;
- сүзілу еселігі k ;
- нығая сығылу еселігі c_v ;
- жылжымалылық өлшемдері $\delta_{ср}$ және $\delta_{1,ср}$ (жалғасқан жылжымалылық қағидасы бойынша);
- топырақтардың сүзілу беріктігінің көрсеткіштері (жергілікті және орташаланған қысымның аумалы градиенттері $l_{ср}$, $l_{ср,m}$ және сүзілудің аумалы жылдамдықтары);
- көлденең және бойлық толқындардың сілемде таралу жылдамдықтары;
- су сығыла алмайтын ығысуға динамикалық кедергі s_u^d ;
- ығысудың динамикалық модулі G^d ;
- көлемдік сығылудың динамикалық модулі K^d ;
- өшудің динамикалық еселігі (демпферлік) D^d ;
- меншікті сусіңірушілік q ;
- топырақтың суды серпінді қайтару еселігі μ_1 ;
- топырақтың суды гравитациялық қайтару еселігі μ ;
- жарықтардың өлшемдері (жарықшақтық модулі M_j , құлау $\lambda_{j,d}$ және жайылу бұрыштары $\alpha_{j,l}$, ұзындығы l_j , ашылу ені b_j);
- жарықтар толтырғышының өлшемдері (толтыру дәрежесі, құрамы, қасиеттерінің сипаттамалары);
- аяздан ісіну еселігі K_h ;
- ісінудің меншікті тік және жанама күштері σ_h и τ_h ;
- таутасты топырақтың элементарлық жыныстық блогының бір бағытта сығылуының беріктік шегі R_c ;

- таутасты топырақтың бір бағытта созылуының беріктік шегі R_B ;
- таутасты топырақ сілемінің созылу $R_{t,m}$ және сығылу $R_{c,m}$ беріктік шектері;
- сілемнің ығысуға беріктік шегі R_s ;
- жабысқақтық (сазбалшықты топырақтардың адгезиялық беріктік шегі) L ;
- жібіген топырақтың жылу өткізгіштігі λ_{th} ;
- тонданған топырақтың жылу өткізгіштігі λ_f ;
- жібіген топырақтың көлемдік жылу сыйымдылығы c_{th} ;
- тонданған топырақтың көлемдік жылу сыйымдылығы c_f ;
- тонданған топырақтың сығылу еселігі δ_f ;
- жібіңкіреген топырақтың сығылу еселігі δ ;
- жібу еселігі A_{th} ;
- ғимарат пен топырақтың түйісуіндегі үйкеліс еселігі $tg\varphi_s$.

4.2.3 Топырақтар сипаттамаларының нормативтік мәндері X_n , қарастырылып отырған ғимарат-негіз жүйесіндегі топырақ жұмысының жағдайларына өте жақын жағдайларда өткізілген далалық және зертханалық зерттеулер нәтижелері негізінде, анықталынады. Барлық сипаттамалардың нормативтік мәндері ретінде олардың орташа статистикалық мәндері қабылданады.

Топырақтар сипаттамаларының есептік мәндері X келесі формула бойынша анықталынады:

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (3)$$

мұндағы γ_g - топырақ бойынша сенімділік еселігі.

4.2.4 Топырақтар сипаттамаларының есептік мәндері $tg\varphi_s$, c , s_{ul} , ρ және R_c бірінші топтағы шектік жағдайлардың есептеулерінде $tg\varphi_I$, c_I , s_{ul} , ρ_I және R_{cl} , екінші топ үшін $tg\varphi_{II}$, c_{II} , s_{ul} , ρ_{II} және R_{cII} белгіленеді. $tg\varphi_I$, c_I , s_{ul} , ρ_I және R_{cl} есептік мәндерді анықтау кезінде топырақ бойынша сенімділік еселігі γ_g , біржақты сенімді ықтималдықта $\alpha = 0,95$ анықталынады. Екінші топтағы шектік жағдайлар бойынша топырақтар сипаттамаларының есептік мәндерін нормативтік мәндерге теңестіріп қабылдауға болады, яғни $\gamma_g = 1$.

4.2.5 «Ғимарат-негіз» жүйесін жобалау кезінде, ғимаратты пайдалану және тұрғызу үрдісінің барысында гидрогеологиялық жағдайдың, негіздің кернеулік-деформациялық күйінің, құрылыс жұмыстарының реті мен жүргізу жағдайларына, топырақтардың физикалық механикалық қасиеттерін жасанды жолмен реттеуіне және т.б. байланысты мүмкін деген өзгерулерді ескереді.

4.2.6 Топырақтар сипаттамаларының $tg\varphi'_I$, c'_I және s_{ul} есептік мәндерін топырақ бойынша сенімділік еселігін γ_g қолдану арқылы $\alpha = 0,95$ жағдайында анықтайды. Егер

табылған мән γ_g 1,25 көп болса (тұнбалар үшін - 1,4) немесе 1,05 кіші болса, онда оны $\gamma_g = 1,25$ деп (тұнбалар үшін - 1,4) және $\gamma_g = 1,05$ сәйкесінше қабылдау қажет. Топырақтар сипаттамаларының $tg\varphi'_{II}$, c'_{II} және s_{III} есептік мәндерін нормативтік мәндеріне теңестіріп қабылдаған жөн.

4.2.7 I-III топтардағы ғимараттар негіздерінің топырақтары үшін, зертханалық сынақтар әдістеріне қосымша, далалық жағдайда статикалық және динамикалық зондтау, айналдыра қию әдістері, ал бетонды және темірбетонды ғимараттардың негіздері үшін – штамптарды ығыстыру әдісін қолдану арқылы сынақтар жүргізіледі. Көрсетілген әдістермен сынақтар және олардың нәтижелері бойынша $tg\varphi'_n$, c'_n және s_{III} сипаттамалардың нормативтік мәндерін анықтау, ғимаратты пайдалану және құрылысы кезеңдерінде негізгі есептік ахуалдарға сәйкес келетін жағдайларда жүргізілуі тиіс.

4.2.8 Ірі кесекті топырақтарды сынақтау кезінде, сыналатын топырақтардың беріктік және деформациялық қасиеттерінің құрылым тығыздығы және түйіршіктік құрамының өлшемдеріне тәжірибелік тәуелділіктерінің анықталуы енетін әдістерді және түйіршікті құрамдардың үлгіленуін қолдануға болады.

4.2.9 Таутасты емес топырақтардың статикалық деформация модулінің нормативтік мәнін E_n далалық штамптық және прессиометрлік, сонымен қатар, компрессиялық және (немесе) үш бағытта сығу әдісі сынақтары арқылы анықтайды. Үш бағытта сығу әдісі арқылы сынақтар, негіздер топырақтары мен I, II топтағы топырақтық ғимараттар үшін, міндетті түрде жүргізілуі тиісті.

Сынамалардың жүктелу жолдары және сынақтар нәтижелерін өңдеу әдістемелері топырақ сілемінің жүктелу тарихын (алдын ала нығыздалу шамасын p'_c және топырақтың қайта нығыздалу дәрежесін), есептік сипаттамаларға арналған ЕГЭ кернеулердің өзгеру аралығын және есептеу әдісін немесе сұлбалық зерттеулерді ескереді. Егер негіз элементіне түсетін ең жоғары қысым алдын ала нығыздалу қысымынан p'_c асады деп күтілсе, онда тек екінші қайтара анықталынатын деформация модулі E'' ғана емес, сонымен бірге, бастапқы деформация модулі E' анықталынады.

Екінші қайтара анықталынатын деформация модулі E'' компрессиялық қисық бойынша кернеулердің топырақтың өз салмағынан, зерттелетін тереңдікте туындайтын мәніне p'_c дейінгі аралықта анықталынады. Бастапқы деформация модулі E' компрессиялық қисық бойынша кернеулердің зерттелетін тереңдікте p'_c -тан ең жоғары мәніне дейінгі аралықта анықталынады. E''_n және E'_n нормативтік мәндері тереңдік бойынша тұрақты, сонымен қатар, ауыспалы болып та қабылдануы мүмкін. Инвестициялардың негізделу кезеңіндегі таутасты топырақтардың деформация модулі сейсмоакустикалық әдістер көмегімен анықталынады. E'' және E' деформация модульдерінің есептік мәндері нормативтік мәндерге тең етіп қабылданады.

4.2.10 Тығыздалу еселігі a компрессиялық, не үш бағытта сығу әдістері арқылы анықталынады. Тығыздалу еселігінің есептік мәндерін нормативтік мәндеріне тең етіп қабылдайды.

4.2.11 Көлденең деформация еселіктерінің ν_n нормативтік мәндерін топырақ

сынамасының көлденең және бойлық деформацияларын жеке-жеке өлшеуімен су сығыла алатын нығая сығылу сұлбасы бойынша үш бағытта сығу әдісінің нәтижелері арқылы анықтау ұсынылады. ν_n мәндерін жеке сынақтардан алынған орташа арифметикалық мәндер немесе сынақтар кезінде өлшенген мәндердің орташаланған шамалары ретінде анықталынады.

Көлденең деформация еселіктерінің есептік мәндерін ν нормативтік мәндерге тең етіп қабылдайды.

Сынақ мәндері болмаған жағдайда, көлденең деформация еселіктерінің ν есептік мәндерін Кесте 2 бойынша қабылдауға болады.

2-кесте – Көлденең деформация еселігі ν

Топырақтар	Көлденең деформация еселігі ν	
	тонданбаған күйде	қатты тонданған күйде
Балшықтар:		
$I_L < 0$	0,20-0,30	0,30-0,35
$0 < I_L < 0,25$	0,30-0,38	0,35-0,39
$0,25 < I_L$	0,38-0,45	0,39-0,41
Саздақтар	0,35-0,37	0,27-0,33
Құмдар және құмайттар	0,30-0,35	0,20-0,30
Ірі кесекті топырақтар	0,27	0,20-0,25
Ескертпе - ν кіші мәндері топырақтың тығыздығы үлкендеу болғанда алынады.		

4.2.12 Гидротехникалық ғимараттардың негіздер топырақтарының қауіпсіз және сенімді жұмысына, динамикалық жүктемелер мен әсерлер жағдайында, дәлел ретінде келесі бағалаулар жүргізілуі тиіс:

- су сығыла алмайтын ығысуға динамикалық кедергінің шамасын бағалау s_u^d ;
- динамикалық әсерлер кезінде және олардың әсерінен кейінгі, иленгіш және сусымалы топырақтарда кеуекті қысымның өсу динамикасын бағалау;
- топырақтардың циклика соңындағы беріктік шамасын бағалау (топырақтардың динамикалық әсерлер өшкеннен кейінгі беріктігі);
- топырақта пайда болатын қосымша деформациялар мен ығысу кернеулерін анықтау үшін қажет болатын ығысу динамикалық G^d , көлемдік сығылу K^d модульдерін және демпферлік еселігін D^d динамикалық әсерлер кезінде бағалау;
- динамикалық әсерлер салдарынан пайда болатын ғимараттың және топырақтық негіздің қосымша шөгуді мен қисаю шамаларын бағалау.

Динамикалық әсерлер ұғымы «ғимарат-негіз» жүйесінің бірігіп жұмыс істегендегі және сейсмикалық, толқындық немесе мұздық жүктемелер әсерінен топырақ негізінде пайда болатын кернеулер мен деформацияларды білдіреді. Әр жүктеме өзінің

ұзақтылығымен T , оған тән жиілігімен f , жанама кернеулердің шекті мәндерімен $\tau_{\max}$ және $\tau_{\min}$ сипатталады. Көрсетілген сипаттамалар, ғимараттың топырақтық негізбен күштік әрекеттестенуінің нақты, гармониясыз және тұрақсыз сипатын маңызды жеңілдететін, сыртқы әсерлердің сұлбасын құрастыру нәтижесі болып табылады.

4.2.13 Топырақтар беріктігінің динамикалық өлшемдері интегралдық сипаттама және сонымен бірге, топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерімен қоса сыртқы әсерлер өлшемдеріне байланысты болып табылады. Динамикалық әсерлер кезінде беріктік өлшемдерін анықтайтын әдіс – біртіндеп жуықтауды қолданылатын есептік-тәжірибелік әдіс. Топырақтардың беріктігін, динамикалық әсерлер кезінде, сыртқы әсерлер нәтижелерінің (зақымдардың жиналуын) сызықты жеке-жеке жинақтау мүмкіндігін Палмгрен-Майнер болжамының негізінде анықтайды. Топырақтардың далалық (статикалық зондтау, ультрадыбыстық зондтау, сейсмозондтау) және зертханалық сынақтарының нәтижелері динамикалық сипаттамалардың есептік-тәжірибелік бағасының негізі болып табылады.

4.2.14 Зертханалық тәжірибелік зерттеулердің мақсаты–топырақтың, қирауға дейін ұстап тұра алатын (берілген КДК жағдайларында) берілген статикалық кернеулердің деңгейіндегі цикликалық кернеулердің деңгейін анықтау. Сынақтар бағдарламасы, «ғимарат-негіз» жүйесінің орнықтылығын жоғалтудың әрқилы мүмкін деген түрлерін, сонымен қатар, негіздегі болжамданатын статикалық және цикликалық кернеулердің деңгейлерін ескереді.

4.2.15 Иленгішті және сусымалы топырақтардың да беріктіктерінің динамикалық сипаттамаларын статикалық беріктік шамасының бөлігі ретінде анықтайды және де олар әр әсер түрі үшін жеке қабылдануы мүмкін. Салыстыру өлшемдері ретінде, статикалық сынақтар нәтижелері бойынша анықталған, сусымалы топырақтар үшін тиімді ішкі үйкеліс бұрышы φ , ал иленгіш топырақтар үшін су сығыла алмайтын ығысуға кедергі s_u қабылданады. Сусымалы топырақтар үшін негіздің сусінгіштік қабілеті шектелген және кернеулік-деформациялық күй біртекті кездердегі беріктік, динамикалық үйкеліс бұрышы делінетін шаманы еңгізу арқылы сипатталады:

$$\frac{tg\varphi_D}{tg\varphi_{СП}} = 1 - \frac{\Delta U}{\sigma'_{v0}},$$

мұндағы ΔU - есептік әсерлер кезіндегі уақытта жиналған кеуектілік қысым.

4.2.16 Жылжымалылық өлшемдерінің нормативтік мәндері $\delta_{ср,n}$ және $\delta_{1,ср,n}$ компрессиялық сынақтар бойынша шөгуді және ығысулық сынақтар бойынша көлденең ауытқуларды есептеу үшін осы сипаттамалардың жеке мәндерінің орташа арифметикалық шамасы ретінде анықталынады. Бұл кезде сынақтар, жүктеменің әр қадамындағы деформацияны уақыт бойынша белгілеп алу арқылы жүргізіледі. $\delta_{ср}$ және $\delta_{1,ср}$ жеке мәндері келесі теңдеу арқылы анықталынады:

$$\epsilon_{t,i} = \epsilon_{0,i} \left[1 + \frac{\delta_{crp,i}}{\delta_{1,crp,i}} (1 - e^{-\delta_{1,crp,i} t}) \right], \quad (4)$$

мұндағы $\epsilon_{t,i}$ - t уақыт сәтіндегі, компрессиялық сығылу (компрессиялық сынақтар кезінде) немесе ығысу (ығыстыру сынақтары кезінде) деформацияларының жеке мәндері.

$\epsilon_{0,i}$ - компрессиялық (компрессиялық сынақтар кезінде) немесе ығысу (ығыстыру сынақтары кезінде) шапшаң деформацияларының жеке мәндері. $\delta_{crp,n}$ және $\delta_{1,crp,n}$ есептік мәндерін нормативтік мәндеріне теңестіріп қабылдаған жөн.

4.2.17 Нығая сығылу еселігінің нормативтік және оған тең есептік мәні $c_{v,n} = c_v$ одометрлерде (бірөлшемді есептің жағдайына сай), табылған нәтижелер бойынша, осы сипаттамалардың жеке мәндерінің орташа арифметикалық мәні ретінде анықталынады. c_v мәнін үш бағытта сығу әдісі арқылы нығая су сығыла алмайтын сығылу сұлбасы бойынша (Б Қосымшасы) анықтауға болады.

4.2.18 Сүзілу еселігінің k_n нормативтік мәні ретінде, топырақтың сүзілу еселігінің жеке мәндерінің орташа арифметикалық мәндерін қабылдауға болады, олар Дарси заңы бойынша судың ламинарлық қозғалысы арқылы, ғимаратты тұрғызып біткенен кейін пайда болатын топыраққа әсер ететін геостатикалық қысым мен жүктемелерді, сонымен қатар, топырақтың құрылымдық ерекшеліктерін ескеріп, зертханалық немесе далалық жағдайда топырақтарды су өткізгіштікке сынақтау нәтижелері негізінде анықталынады. Сүзілу анизотропиясының күрт дамуы кезінде, егер топырақтың су өткізгіштігі бағытына байланысты 5 еседен көп ауытқыса, онда анизотропияның басты бағыттары бойынша сүзілу еселігін анықтау қажет. Сүзілу еселігінің есептік мәндерін нормативтік мәндеріне тең етіп қабылдауға болады.

4.2.19 Құрғатқышы бар ғимарат негізіндегі қысымның аумалы градиентінің орташаланған есептік мәнін $I_{cr,m}$ Кесте 3 бойынша қабылдаған жөн.

3-кесте – Есептік орташаланған аумалы қысым градиенті $I_{cr,m}$

Топырақ	Есептік орташаланған аумалы қысым градиенті $I_{cr,m}$
Құм:	
ұсақ	0,32
ірілігі орташа	0,42
ірі	0,48
Құмайт	0,6
Саздақ	0,8
Сазбалшық	1,35

4.2.20 Серпінді және гравитациялық су қайтару еселіктерінің $\mu_{1,n}$ және μ_n

нормативтік мәндерін, негіздің ИГЭ орнатылған, берілген нүктедегі қысымды белгілеп алу барысында (мысалы, сынақтық ұңғымада), өлшеу ұңғымалардағы судың қысымдары мен деңгейлері өзгерісінің болмыстық бақылаулар нәтижелері бойынша анықтайды. μ_1 және μ есептік мәндерін нормативтік мәндеріне теңестіріп қабылдаған жөн.

4.2.21 Топырақтың жабысқақтығын (адгезиялық беріктігін) L материал үлгісін топырақ сілемінен жұлып айыру арқылы анықтайды. Жабысқақтықтың есептік мәнін нормативтік мәніне теңестіріп қабылдаған жөн.

4.2.22 Топырақты емес ғимараттың негіз топырағымен түйісуіндегі үйкеліс еселігінің $tg\phi'_s$ есептік мәні, тура анықтаулар нәтижелері болмаған жағдайда, ғимарат бетімен түйісетін негіздің жоғарғы қабатындағы топырақтың $tg\phi'$ мәнінің $2/3$ нен аспайтын шамада алынады.

4.2.23 Таутасты топырақтар сынамаларының бір бағытта сығылуы $R_{c,n}$ және бір бағытта созылуы $R_{t,n}$, сонымен қатар, топырақ сілемінің бір бағытта созылу $R_{t,m,n}$ және бір бағытта сығылуы $R_{c,m,n}$ беріктік шектерінің нормативтік мәндерін, зертханалық және далалық жағдайда сығу және созу әдістерінің жеке сынақтаулары арқылы алынған осы сипаттамалардың жеке мәндерінің орташа арифметикалық мәні ретінде анықтайды. Зертханалық жағдайларда сынақтардың жанамалық әдістерін де қолдануға болады (мысалы, бір бағыттағы пуансондарды, сфералық индикаторларды пайдалану арқылы).

4.2.24 Сілемнің сығылуға және созылуға деген беріктік шектерінің жеке мәндерін тәжірибелік жолмен далалық жағдайда: сығылуға – таутасты кентіректерді сығу, созылуға – бетондық штамптарды (бетон-жартас түйісуі бойынша) немесе таутасты кентіректерді (сілемдер немесе жарықтар бойынша) жұлып айыру әдістері арқылы бір бағытта сығу жағдайында анықтайды. Беріктік сипаттамалардың $R^{c,I}$ және $R^{t,I}$ есептік мәндерін, мәні $\alpha = 0,95$ тең біржақты сенімді ықтималдықта анықтайды. $R_{c,II}$, $R_{t,II}$, $R_{c,m,II}$ және $R_{t,m,II}$ есептік мәндері, олардың нормативтік мәндеріне тең етіліп қабылданады.

4.2.25 $tg\phi_n$ және c_n шамаларының нормативтік мәндерін, статикалық әсерлер кезінде, таутасты топырақ сілемдерінің барлық қауіпті есептік беттері немесе ығысу элементарлық алаңдары үшін бетон штамптарының және таутасты кентіректердің, ақырын қию(ығыстыру) әдісі арқылы, өткізілетін далалық немесе зертханалық (соның ішінде үлгілік) сынақтаулар нәтижелері бойынша анықтайды.

4.2.26 $tg\phi$ және c мәндерінің нормативтік және есептік мәндерін анықтау үшін сынақтар нәтижелерінің өңделуі, таутасты емес топырақтардың нәтижелерін өңдеу сияқты жүргізіледі.

4.2.27 III және IV, сонымен қатар, құрылыстың техникалық-экономикалық негіздеу кезеңінде I және II топтардағы ғимараттардың негіздері үшін, есептік сұлбаларына арналған $tg\phi_{I,II}$ және $c_{I,II}$ есептік мәндері 5 кесте бойынша, ұқсастықтар, сәйкеске келтіретін байланыстар және т.б. қолдану арқылы қабылданады. $tg\phi_{I,II}$ және $c_{I,II}$ мәндерін, I және II топтардағы ғимараттар негіздері үшін жобалау және жұмыстық құжаттарын дайындау кезеңдерінде, бұл сипаттамаларды пайдаланатын есептеулер ғимараттың сыртқы келбетін анықтамайтын жағдайда, сәйкес негіздеме бар болса, осы

кесте бойынша қабылдауға болады. Бұл кестенің мәліметтерін, инженерлік-геологиялық сұлбаларды(үлгілерді) құруға арналған $tg\varphi$ және c мәндері анықталатын барлық жағдайларда қолдануға болады.

4.2.28 Динамикалық (соның ішінде сейсмикалық) әсерлер жағдайында $tg\varphi_n$, c_n және бұлардың негізінде $tg\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$ мәндерін анықтау үшін, сынақтарды арнайы құрастырылған әдістеме бойынша жүргізу ұсынылады. Тиімді кернеулерге сәйкес $tg\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$ мәндерін статикалық әсерлер кезінде табылған мәндерге теңестіріп алуға болады.

4.2.29 Таутасты жыныстар сілемдерінің деформациялық сипаттамалары (E_n , ν_n) таутасты топырақты статикалық жүктеу (E_n және ν_n) сол сияқты, бойлық $\nu_{p,n}$ және көлденең $\nu_{s,n}$ толқындардың жылдамдықтарын өлшейтін динамикалық (сейсмоакустикалық немесе ультрадыбыстық) әдістерімен жүргізілген сынақтар нәтижелері бойынша анықталады.

Статикалық деформациялық сипаттамалардың жеке мәндерін анықтау үшін, сынақтар кезінде жүктеулерге шектік шарттары сәйкес келетін серпімділік қағидасының шеткілік есептерінің шешімі арқылы табылған тәуелділіктерді пайдалану ұсынылады. Серпінді толқындар жылдамдықтарының жеке мәндерін сынақтар кезінде импульстер таратқышы мен қабылдағышы арасындағы толқындардың өту уақытын белгілеп алу арқылы анықтайды.

Динамикалық және де статикалық сынақтар жүргізу кезінде, ізделіп отырған өлшемдер шамаларына мүмкін деген әсер тигізетін әр түрлі, инженерлік шаралар (таутасын шығару, бекітетін егулер), сол сияқты, жарықшақтық туғызатын (анизотропия, әртектілік, жыныстардың сызықты емес деформациялануы, жылжымалылық) себептерді есепке алу үшін, сынақтардың орны мен жүргізілу жағдайларын мұқият таңдау немесе дәлелді түзету еселіктерін пайдалану керек.

4.2.30 ИГЭ және(немесе) ЕТЭ арналған таутасты топырақтар сілемдерінің деформациялану сипаттамаларының және серпінді динамикалық сипаттамалардың нормативтік мәндерін, жеке сынақтар арқылы табылған, осы сипаттамалардың жеке мәндерінің орташа арифметикалық мәні түрінде анықтайды. E_n және ν_n нормативтік мәндерін статикалық (E_n және ν_n) және динамикалық ($\nu_{p,n}$ немесе $\nu_{s,n}$) сипаттамалар арасындағы, зерттелетін негіздің әр түрлі ИГЭ және ЕТЭ орналасқан сілемнің тек қана сол бір нүктелерінде табылған осы сипаттамалардың жеке тоғысқан мәндерін салыстыру барысында анықталған, сәйкеске келтіретін тәуелділіктер бойынша да анықтауға болады. ЕТЭ үшін E_n , ν_n , $\nu_{p,n}$, $\nu_{s,n}$ нормативтік мәндері, сонымен қатар, осы сипаттамалардың координатаға деген бірыңғай нормативтік тәуелділігі бойынша да анықталуы мүмкін.

4.2.31 Деформация модулінің есептік мәндері бұл жағдайда, ғимараттар мен негіздердің ауытқуларын бағалауға пайдаланылатын E_{II} мәнін, $\alpha = 0,85$ тең, ал орнықтылықты бағалауға арналған E_I мәнін $\alpha = 0,9$ тең біржақты сенімді ықтималдықтарда анықтайды. Динамикалық та және статикалық та сынақтар жүргізу кезінде, ізделіп отырған өлшемдер шамаларына мүмкін деген әсер тигізетін әр түрлі, инженерлік шаралар (таутасын шығару, бекітетін егулер), сол сияқты, жарықшақтық

туғызатын (анизотропия, әртектілік, жыныстардың сызықты емес деформациялануы, жылжымалылық) себептерді, сонымен қатар, топырақтың құрылымы мен қасиеттерінің айқындалған ерекшеліктерін ескереді.

4.2.32 Сүзілу k_n және меншікті сусіңіру q_n еселіктерінің нормативтік мәндерін, бірдей әдіспен орындалған сынақтар нәтижелерінің орташа арифметикалық мәні ретінде анықтайды. Күрделі гидрогеологиялық жағдайларда (сүзілу қасиеттерінің айқын көрінетін анизотропиясы, карст, шекаралық шарттардың анықталмағандығы және т.б.) k_n нормативтік мәнін ұңғымалар шоғырында өткізілген сынақтар нәтижелері бойынша анықтайды. k_n және q_n көрсеткіштерін анықтау барысында, зерттелетін негіз аймағындағы топырақтың кернеулік күйін және де оның таутасты сілемнің сүзілу сипаттамаларына деген әсерін ескеру керек. Сүзілу k және меншікті сусіңіру q еселіктерінің есептік мәндерін нормативтік мәндеріне теңестіріп алған жөн.

4.2.33 Жарықтардағы (қабатшалардағы, тектоникалық ұсақтану аймақтарындағы) су қозғалуының аумалық жылдамдылығының $v_{cr,j,n}$ нормативтік мәндерін, жарықтардың (қабатшалардың, ұсақтану аймақтарының) толтырғышының және жыныстық блоктардың өздерінің сынамаларының суффозиялық сынақтарының нәтижелері бойынша анықтайды. $v_{cr,j}$ есептік мәндерін нормативтік мәндеріне тең етіп қабылдайды. III және IV ал, сәйкес негіздеме болса, I және II топтардағы ғимараттар негіздері үшін де $v_{cr,j}$ мәнін жарықтардың геометриялық сипаттамаларына, сүзілген судың тұтқырлығына және жарықтар толтырғышының физикалық-механикалық қасиеттеріне байланысты есептеумен анықтауға болады. Сүзілулік ағынның, қарастырылатын жарықтар жүйесінің созылу бағытындағы, аумалы қысым градиентінің $I_{cr,j}$ есептік мәндерін де (нормативтік мәндеріне тең) сүзілген судың тұтқырлығына және жарықтар толтырғышының физикалық-механикалық қасиеттеріне байланысты есептеумен анықтауға болады.

4.2.34 Серпінді және гравитациялық су қайтару еселіктерінің $\mu_{l,n}$, μ_n , μ_l және μ нормативтік мәндерін болмыстық жағдайлардағы сынақтар нәтижелері бойынша анықтайды.

4.2.35 Әр түрлі бағыттардағы деформациялануы, беріктігі мен сүзілу қасиеттері бойынша таутасты топырақ сілемін изотропты, анизотропия еселігі 3-тен аспаса, ал анизотропия еселігі 3-тен көп болса анизотропты деп санайды.

4.2.36 Қатты деформацияланатын ($E < 1000 \text{ МПа}$ кезінде), оңай жемірілетін, қатты жарықшақтанған, судың әсерінен былбырайтын және ісінетін, жартылай таутасты топырақтар үшін, құрамы және әдістері таутасты және таутасты емес топырақтарға сәйкесті физикалық-механикалық сипаттамаларды анықтайтын әдістер мен есептеулерді қолданады.

4.3 Негіздердің инженерлік-геологиялық және есептік сұлбалары

4.3.1 Негіздерді жобалау және олардың күйлерінің гидротехникалық ғимараттарды пайдалану кезінде өзгеруін болжау, инженерлік-геологиялық және геомеханикалық

үлгілер (сұлбалар) негізінде орындалады. Инженерлік-геологиялық үлгілерді нысанды орналастыру ауданын, жерлерін және бәсекелес алаңдарын таңдау, нысан ғимараттарын құрастыру, ғимараттардың түрін таңдау, ғимараттарды құрылымдау, есептік геомеханикалық сұлбаларды құру және экологиялық қауіпсіздікті негіздеу кездерінде пайдаланады. Есептік геомеханикалық үлгілерді ғимараттардың құрылымдарын, олардың техникалық сенімділігін, экологиялық қауіпсіздігі мен экономикалық тиімділігін негіздеумен есептеу және жобалау кездерінде пайдаланады.

4.3.2 Негіздің инженерлік-геологиялық үлгісі (сұлбасы) ИГЭ жиынтығы болып табылады, олардың әрбіреуіне, инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық нысандар бойынша сипаттама және топырақтардың жіктеулік, ал қажет болған жағдайда, басқа да физикалық-механикалық көрсеткіштердің тұрақты нормативтік және есептік мәндері беріледі. Инженерлік-геологиялық сұлба түсірілген карталар мен негіздің топырақтық сілемінің және ғимаратты жобалауға арналған қажетті нысандары мен көрсеткіштері енген әртүрлі сипатты бағыттар бойынша қималар жиынтығы түрінде құрастырылады. Инженерлік-геологиялық сұлба, ИГЭ-ден басқа, қауіпті табиғи үрдістерді, олардың кеңістікте таралуын, даму заңдылығын және пайда болу қарқындылығын қоса сипаттайды.

4.3.3 Есептік геомеханикалық үлгі (сұлба) ЕТЭ-дің (есептік топырақтық элементтер) жиынтығы болып табылады, олардың әрбіреуі, есептеулерге (немесе тәжірибелік сынақтарға) қажетті сипаттамалармен сипатталады. Есептік геомеханикалық үлгілер инженерлік-геологиялық сұлбаларға негізделеді. Бір нысан үшін, қажетті жағдайларда, бірнеше есептік геомеханикалық сұлбалар құрастырылады, олардың әрбіреуі нақты әдіс пен есептеу (немесе сынақтың) түрімен байланыстырылады.

4.3.4 ИГЭ шекараларын анықтау үшін, топырақтардың зертханалық сынақталу нәтижелерінен басқа, статикалық және динамикалық зондтау, айналдыра қию және т.б. әдістері арқылы алынған далалық сынақтар нәтижелері де, қолданылады. ИГЭ дұрыс белгіленгенін тексеру, өзгеру түрі еселігінің нақты мәндерін салыстыру арқылы жүргізіледі. ЕТЭ белгілеу кезінде қарастырылып отырған есептік сұлбаға енетін барлық сипаттамаларды қолданған жөн.

4.3.5 ИГЭ және ЕТЭ топырақтардың физикалық-механикалық сипаттамаларының нормативтік және есептік мәндері беріледі.

4.4 Негіздердің орнықтылығын (көтеру қабілетін) есептеу

4.4.1 Негізгі ережелер

4.4.1.1 «Ғимарат-негіз» жүйесінің орнықтылығын (көтеру қабілетін) есептеу, ғимараттардың барлық топтары үшін, шектік күйілердің бірінші тобы бойынша; беткейлер (сілемдер) орнықтылығының есептеулері, олардың қирау салдарына байланысты, шектік күйлердің бірінші немесе екінші топтары бойынша жүргізіледі.

4.4.1.2 «Ғимарат-негіз» жүйесі мен беткейлер орнықтылығының (көтеру қабілетінің) қамтамасыз етілу өлшемі ретінде келесі шарттың орындалуы болып табылады:

$$\gamma_{ic} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (5)$$

мұндағы F и R -жинақталған ығыстырушы және шекті кедергі немесе «ғимарат-негіз» жүйесін немесе беткейді ығыстыруға (бұрауға) және ұстап қалуға тырысатын аударушы күштердің есептік мәндері. Оларды анықтау барысында жүктемелер бойынша γ_f және топырақ бойынша γ_g сенімділік еселіктерін қолданады. Жұмыс жағдайларының еселігі γ_c 6 кесте мәліметтері бойынша қабылданады.

4.4.1.3 «Ғимарат-негіз» жүйесінің және беткейлердің орнықтылығын есептеу кезінде шектік күйдегі барлық тепе-теңдік шарттарын ескеретін әдістер қолданылады. Орнықтылықтың есептеулерінде, ғимараттың, «ғимарат-негіз» жүйесінің, беткейлердің (сілемдердің) барлық физикалық және кинематикалық тұрғыда мүмкін деген орнықтылық жоғалтудың сұлбалары қарастырылады.

4.4.1.4 Есептеулерді жазық немесе кеңістік есептер жағдайлары үшін орындайды. Егер $l \leq 3b$ немесе $l \leq 3h$ (шпунттық ғимараттар мен беткейлер үшін) немесе ғимараттың көлденең қимасы, жүктемелер, геологиялық жағдайлар $l \leq 3b$ ($3h$) ұзындығы бойынша өзгерсе, онда кеңістік есептің жағдайлары қабылданады. мұндағы l және b сәйкесінше ғимараттың ұзындығы мен ені, h - тереңдетілуі ескерілген ғимараттың биіктігі немесе топырақ негізіндегі шпунттың биіктігі. Кеңістік жағдайларда жұмыс істейтін, «ғимарат-негіз» жүйесі мен беткелер үшін, ығыстырылатын топырақ сілемі мен ғимараттың, бүйірлік беттері бойынша үйкеліс және ілініс күштерін ескеру арқылы, жазық есеп шешімдерін қолдануға болады. Және де, бүйірлік беттерге түсетін қысымды “тыныштық” қысымына тең етіп қабылдайды. Бұл бүйірлік беттері, ығысу бағытына қатарлас белгіленіп алынған ғимараттарға қарасты жайт, опырылып құлау бүйірлік беті ерікті топырақ сілемдеріне тарамайды.

4.4.2 Тау-тасты емес негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу

4.4.2.1 Тауасты емес негіздердегі гравитациялық ғимараттар орнықтылығының есептеулерінде жазықтық, аралас және терең ығысу сұлбалары бойынша орнықтылығын жоғалту мүмкіндіктері қарастырылады. Ығысу сұлбасы ғимарат түріне, негіздің жіктеулік сипаттамасына, жүктелу сұлбасына және басқа себептерге қарасты қабылданады. Аталған ығысу сұлбалары ығысудың үдемелі және бұрала ығысу түрлерінде де байқалуы мүмкін. Табиғи немесе жасанды құламалар немесе олардың қырлары ғимараттар негіздері болған жағдайда да, құламаның, онда орналасқан ғимаратпен бірге қирауының сұлбасы қарастырылуы тиіс. I топтағы ғимараттар үшін, аталған орнықтылықты есептеу қағидаларынан басқа, олардың орнықтылық дәрежесі «ғимарат-негіз» жүйесінің кернеулік деформацияланған күйі бойынша алынған есептеулердің нәтижелері негізінде бағаланады. Бұдан басқа, есептеулердің детерминациялық әдістерімен қатар, ғимараттардың сенімділіктерінің ықтималдық талдауы орындалады.

4.4.2.2 Тік және көлденең жүктемелерді көтеретін барлық ғимараттардың орнықтылық есептеуін жазық ығыстыру сұлбасы бойынша жүргізеді.

Ғимараттардың орнықтылығын, тек жазық ығыстыру сұлбасы бойынша есептеу, келесі жағдайларда ғана жүргізіледі:

1) ғимараттардың негіздері құмды, ірі кесекті, қатты $I_L < 0$ және жартылай қатты $0 \leq I_L \leq 0,25$ сазбалшықты топырақтардан құралып, келесі шарттар орындалса:

а) біркелкі таралған жүктемелер мен ғимараттың жоғарғы қырына қарай ортадан тыс түсу жағдайында

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m}{b\lambda_l} \leq N_0; \quad (6)$$

б) ғимаратқа түскен барлық күштер теңәсерінің ғимараттың төменгі қырына қарай ортадан тыс түсуі e_p болған жағдайда

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m^*}{b_{\gamma_l}^*} \leq N_0, \quad (7)$$

2) ғимараттың негізі қатқыл- ($0,25 < I_L \leq 0,5$) және оңай иленгіш ($0,5 < I_L \leq 0,75$) сазбалшықты топырақтардан құралса, (6) немесе (7) және келесі қосымша шарттар орындалатын болса:

$$tg\psi_l = tg\varphi_l + \frac{c_l(s_{u,l})}{\sigma_m(\sigma_m^*)} \geq 0,45; \quad (8)$$

$$c_v^0 = \frac{k(1+e)t_0}{a\gamma_w h_0^2} \geq 4. \quad (9)$$

(6)-(9) формулаларында:

N_{σ} - үлгілеу саны;

σ_m, σ_m^* - b және b^* ендеріне сәйкес орташа тік кернеу;

b - ығыстырушы күшке қатарлас орналасқан (қарнақтық понур ұзындығын ескермеген жағдайда) тікбұрышты ғимарат табанының өлшемі (ені); $b^* = b - 2e_p$;

e_p - барлық күштер теңәсерінің, іргетас табанымен қиылысқан нүктесінен, ғимарат бағыттыуышына дейінгі ара қашықтыққа тең, табан жазықтығындағы тік күштің P , ғимараттың төменгі қырына қарай ортадан тыс түсуі;

γ_l - су деңгейінен төмен, оның қалқыту әсері ескеріле қабылданған, негіз топырағының меншікті салмағы;

N_0 - тығыз құмдар үшін $N_0 = 1$; басқа топырақтар үшін $N_0 = 3$ тең етіліп қабылданатын өлшемділіксіз сан. I және II топтағы ғимараттар негіздеріндегі барлық топырақтар үшін N_0 , әдетте, ғимараттардың құрылыс шұңқырларында штамптарды ығыстыру әдістерімен

жүргізілген тәжірибелік зерттеулер нәтижелері бойынша нақтыланады;

I_L - аққыштық көрсеткіші;

$tg\psi_I$ - ығысу еселігінің есептік мәні;

$tg\varphi_I$, c_I , $s_{u,I}$ - есептік уақытта, ғимараттан түскен жүктеме астындағы негіз топырағының беріктік қасиеттерінің, нығая сығылу дәрежесі мен олардың тоңдану-жібу аймағындағы мүмкін деген төмендеуі ескеріле анықталған есептік мәндері (СҚКА құрылыс кезінде);

c_v^0 - топырақтың нығая сығылу дәрежесінің еселігі;

k - топырақтың сүзілу еселігі;

e - табиғи жағдайдағы топырақтың кеуектілік еселігі;

t_0 - ғимаратты тұрғызу уақыты;

a - тығыздалу еселігі; оны анықтау кезінде, негізге түсетін жүктемелердің бүкіл өзгеру аралығындағы e және σ мәндерінің өзгеруі ескеріледі;

γ_w - судың меншікті салмағы;

h_0 - нығая сығылатын қабаттың есептік қалыңдығы, табанының ені b , ал оның b_d бөлігінде құрғатқыш орнатылған ғимарат үшін, келесі шарттарға сәйкес қабылданады:

а) бір қабатты негіз үшін:

$h_1(h_1 \leq H_c)$ тереңдікте орналасқан суөтпес болған жағдайда (H_c - 4.6.2 т. қара)

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (10)$$

негіздің $h_1(h_1 \leq H_c)$ тереңдігінде сіңіргіш қабат жатқанда

$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (11)$$

б) қабаттарының қалыңдығы h_1 және h_2 қосқабатты негіз үшін:

суөтпес бар болған жағдайда және $k_1 \cong k_2(h_1 + h_2 \leq H_c)$

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (12)$$

$h_1 + h_2(h_1 + h_2 \leq H_c)$ тереңдікте сіңіргіш қабат болса

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (13)$$

4.4.2.3 Ғимараттар орнықтылығы жазықтық бойынша ығысу сұлбасына сәйкес есептелінгенде, есептік ығысу беті келесі жазықтықтар түрінде қабылданады:

- ғимараттың табаны жазық болғанда – орнықтылықты, ғимарат табанының жоғарғы шеті арқылы өтетін ығысу жазықтығы бойынша міндетті түрде тексере, оның негізге орнатылу жазықтығы (жазық көлденең ғимарат табанын таңдау арнайы негіздемені талап етеді);

- ғимарат табанында жоғарғы және төменгі тістер болғанда:

- жоғарғы тістің салу тереңдігі төменгілердікінен кем болмаса – тістер табаны арқылы, сондай-ақ жоғарғы тіс табаны арқылы өтетін;

- төменгі тіс салу тереңдігі жоғарғылардікінен асқан жағдайда – жоғарғы тіс табаны бойынша (бұл жағдайда төменгі тістің түгел тереңдігі бойынша анықталатын, төменгі бьеф жағындағы топырақтан берілетін қарсы қысымды қарастырмағандағы, барлық күштерді аталған жазықтыққа жатқызған жөн) өтетін көлденең жазықтықтар;

- ғимарат-негізінде тасты төсем болғанда – ғимарат пен төсем және төсем мен топырақ түйісулері арқылы өтетін жазықтықтар; тасты төсем топыраққа ендірілген болса, көлбеу немесе сынық жазықтықтарды да қарастырған жөн.

- негізде осал топырақтардың аймақтары, қабаттары немесе қабатшалары болса, соның ішінде тондану-жібу аймақтарында, онда осы аймақтар немесе қабаттар арқылы өтетін есептік жазықтықтарға қатысты ғимарат орнықтылығының дәрежесін қосымша бағалаған жөн.

4.4.2.4 Ғимараттар орнықтылығы жазықтық бойынша ығысу (бұрылыссыз) сұлбасына сәйкес есептелінгенде, шекті кедергі $R = R_{pl}$ мен ығыстыру күшінің F есептік мәндерін, (5) шартқа сәйкес, келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$R_{pl} = Ptg\varphi_I + \gamma'_c E_{p,tw} + Ac(s_{u,I}) + R_g; \quad (14)$$

$$F = T_{hw} + E_{h,w} - T_{tw}, \quad (15)$$

мұндағы R_{pl} - жазық ығысу кезіндегі шекті кедергінің есептік мәні;

P - есептік жүктемелердің тік құраушылар қосындысы (қарсы қысымды қосқанда);

$tg\varphi_I$, c_I , $s_{u,I}$ - ығысудың есептік беті бойынша топырақтың беріктік сипаттамалары, 6 бөлімнің сілтемелеріне қатысты анықталынады, және де c_I , $s_{u,I}$ мәндері созушы кернеулер болмайтын негіз ауданындағы бөліктерде ғана ескеріледі;

γ_c - ғимараттың орнықтылығының жоғалуы кезінде, оның көлденең ауытқуынан төменгі бөлігі жағындағы топырақтың тура қысымының тәуелділігін ескеретін, тәжірибелік немесе қағидалық зерттеулер нәтижелері бойынша қабылданатын жұмыс жағдайының еселігі; егер зерттеулер нәтижелері болмаса γ_c мәнін 0,7 тең етіп қабылдау ұсынылады (арнайы негіздеме болған жағдайда $0,7(\gamma_c \leq 1,0)$);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ - сәйкесінше, ғимараттың төменгі жағынан әсер ететін топырақтың кері және жоғары жағынан әсер ететін топырақтың тура қысым күшінің көлденең құрастырушыларының есептік мәндері;

A - шектерінде ілініс күші ескерілетін, ғимарат табанының ығысу бетіндегі

проекциясының ауданы;

R_g - қадалардың, қарнақтардың және т.б. кедергі күштерінің көлденең құрастырушылары;

F - ығыстырушы күштің есептік мәні;

T_{hw}, T_{tw} - ғимараттың жоғарғы және төменгі қырлары бойынша әсер ететін, топырақтың тура қысымынан басқа, нақты күштердің көлденең құрастырушыларының есептік мәндерінің қосындылары.

4.4.2.5 Есептік ығыстыру күш F табан жазықтығында ортадан тыс түскен кезде, ғимарат орнықтылығының есептелуі жазықтық бойынша ғимарат жоспарында бұрылумен ығысу $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$ сұлбасына сәйкес жүргізіледі (l және b - ғимарат табанының өлшемдері). Ортадан тыс түсу e мен жазықтық бойынша ғимарат жоспарында бұрылумен ығысу күшін $R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}$ ұсынылған Д Қосымшасында келтірілген нұсқауларға сәйкес анықтаған жөн.

4.4.2.6 Ғимараттар орнықтылығының терең ығысу сұлбасына сәйкес есептелінуі:

- а) тек қана тік жүктемені көтеретін ғимараттардың барлық түрлері үшін;
- б) тік және көлденең жүктемелерді көтеретін және әртекті негіздерде орналасқан ғимараттар үшін жүргізіледі.

4.4.2.7 Ғимараттар орнықтылығының аралас ығысу сұлбасына сәйкес есептелінуі біртекті негіздердегі ғимараттар үшін жүргізіледі.

4.4.2.8 Біртекті негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу тереңдік және аралас ығысу сұлбалары бойынша, шектік тепе-теңдік қағидасының әдістері арқылы жүзеге асады (Е Қосымшасы), ал біртекті емес негіздерде – құлау призма элементтеріне бөлінетін, сынық немесе дөңгелекцилиндрлі беттер бойынша ығыстырылу әдістері арқылы жүргізіледі.

4.4.2.9 I топтағы ғимараттардың орнықтылығын, сонымен қатар, негіздің қирауын сандық үлгілеу көмегімен бағалау ұсынылады. «Ғимарат-негіз» жүйесінің кернеулік-деформациялық күйін (КДК), мұндай үлгілеу кезінде, статикалық рауалы кернеулер өрісін беретін, топырақтың сызықты емес үлгілері бойынша анықтаған дұрыс. Топырақтың сызықты емес үлгілерінің өлшемдері негіз топырақтарының деформациялық және беріктік сипаттамаларының нормативтік мәндеріне сәйкес тағайындалады. КДК жүйесін есептеу кезінде қирауды сандық үлгілеу үшін, ғимаратқа түсетін жүктемелерді сәйкес көбейтіп отыру керек. Қираудың басталғанын, мұндай есептеулер кезінде, есептік ауытқулардың шұғыл өсу немесе бірте-бірте жуықтау үрдістің жинақтылығы жоқ болу сәтінен білуге болады. Қирау сәтіндегі шамадан тыс жүктелу еселігі орнықтылық еселігі ретінде қабылданады.

4.4.2.10 Ылғалдылық дәрежесі $S_r \geq 0,85$ және нығая сығылу еселігі $c_v^0 < 4$ сазбалшықты топырақтардан құралған негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу барысында тұрақтанбаған негіз топырағының күйін, төменде келтірілген екі әдістің біреуімен ескереді:

- а) есептік сәтте, негіз топырағының нығая сығылу дәрежесіне (яғни толық кернеулерге) сәйкес беріктік сипаттамаларын $tg\varphi_l$ және c_l немесе $s_{u,l}$, және бұл жағдайда, топырақтың нығая сығылуын тудырған кеуекті қысым болуын ескермей, қабылдап;

б) ығысу беті бойынша, топырақтың нығая сығылу кезінде пайда болатын кеуекті қысым (тәжірибелік немесе есептік жолмен анықталатын) әсерін ескере және топырақтың толық нығая сығылған күйіне (яғни тиімді кернеулерге) сәйкес беріктік сипаттамаларын $tg\varphi_1$ және c_1 қабылдап.

4.4.2.11 Таутасты емес, суға қаңыққан негіздерде тұрғызылған ғимараттардың орнықтылығын есептеу барысында, олар қабылдайтын статикалық жүктемелермен бірге, топырақтардың көтеру қабілетіне әсер ететін, иленгіш топырақтардың су сығыла алмайтын ығысу кедергісінің төмендеуін (статикалық жағдайларда анықталған шамалармен салыстырғанда) және сусымалы топырақтарда кеуекті қысым тудыратын динамикалық жүктемелерді ескеру керек. Мұндай жағдайда кеуекті қысым шамасын есептік жолмен, не тәжірибелік зерттеулер нәтижелері бойынша анықтайды.

4.4.3 Таутасты негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын есептеу

4.4.3.1 Таутасты негіздердегі ғимараттар, таутасты құламалар мен беткейлердің орнықтылығы, жазықтық немесе сынық есептік беттер бойынша ығысу сұлбаларына сәйкес есептелінеді. Бұл жағдайда, ғимараттың (құламаның, беткейдің) ең төмен сенімділігін көрсететін сұлба бойынша есептеу нәтижелері айқындаушы болып табылады. Таутасты негіздердегі бетонды және темірбетонды сүйеме ғимараттар үшін шекті бұрылыс (аударылу) сұлбасын да қарастырған жөн.

Ығысудың есептік беті жазық болғанда орнықтылықтың бұзылуының екі мүмкін деген сұлбаларын ескереді:

- үдемелі ығысу;
- жоспарда бұрала ығысу.

Ығысудың есептік беті сынық сызық түрінде болғанда, үш мүмкін деген сұлбаларын ескереді:

- сынық беттің қабырғаларын бойлай ығысу (бойлық);
- сынық беттің қабырғаларына көлденең ығысу (көлденеңдік);
- сынық беттің қабырғаларына бұрыш бойынша ығысу (қиғаш).

Есептік сұлбаны таңдау кезінде, әлсізденудің түрлі пішіндеріне байланыстырылған (ғимараттың негізбен түйісуіне, жарықтар жүйелеріне немесе бірлі-жарым жарықтарға, таутасты сілемдегі сынықтар мен ұсақтану аймақтарына) және жарықшақты таутасты сілемнің ішіндегі жарықтармен дәл келмейтін бағыттарда өтетін беттер де қауіпті болуы мүмкін екендігі ескеріліп, ғимараттың статикалық және кинематикалық тұрғыда мүмкін деген орнықтылықты жоғалту сұлбалары қарастырылады.

4.4.3.2 Орнықтылықты есептеу барысында келесі бағыттарда өтетін ығысу беттері мүмкіндігі бойынша қауіпті болып табылады:

- ғимараттың негізбен түйісу аймағы бойынша;
- негіздің ішінде;
- жарым-жартылай түйісу аймағы бойынша және жарым-жартылай негіздің ішінде.

Бұл жағдайда, бірінші көрсетілген ығысу беті, ғимаратпен түйісу шегінде, сонымен қатар, одан тыс (гравитациялық және контрфорстық бөгеттер, құлама қабырғалар және т.б. үшін) көбінесе көлденең негіздерде (немесе көлденеңге жақын) орналасқан

ғимараттар үшін ең ықтимал. Екінші және үшінші ығысу беттерінің түрлері қысаң шатқалдарда орнатылатын немесе іргетас табаны негізге тереңдетілген ғимараттарға, соның ішінде, гравитациялық және аркалық тоғандарға, құлама қабырғаларға, тік құламаларға және т.б. үшін ең ықтимал, сондай-ақ, ғимарат табаны сатылы түрде болған жағдайда.

4.4.3.3 Ғимараттың немесе құламаның (беткейдің) орнықтылықты жоғалтуының сұлбасын таңдау және ығысудың есептік беттерін анықтау, таутасты сілемнің жарықшақтығын бейнелейтін негізгі құрамдастар (орналасуы, ұзақтығы, қалыңдығы, жарықтардың кедір-бұдырлығы, олардың жиілігі) және әлсізденген қабатшалар мен аймақтардың бар болуы жайындағы инженерлік-геологиялық құрылымдық үлгілерді саралау мәліметтерін пайдалану арқылы жүргізіледі.

Таутасты құламалардың орнықтылығын бағалау кезінде, олардың қирауы геологиялық құрылымға және таутасты сілемнің геомеханикалық сипаттамаларына сәйкес анықталатынын еске алу керек, себебі оларды саралау негізінде есептеудің есептік сұлбасы мен әдісі таңдалады. Таутасты құламалар үшін таутасты сілем бетінің бұзылуы мүмкіндігі бойынша қауіпті болып табылады (жарылулар, әлсіз қабатшалар, тектоникалық аймақтар және т.с.с.).

4.4.3.4 Гидротехникалық ғимараттардың (мысалы, аркалық тоғандардың) тіректік жағалаулық сілемдерінің немесе сілемнің ауытқуы екі қиылысатын бағытта өтеді деп қабылданған, ығысу бетінің сынық болғандағы орнықтылығын бағалау барысында, сынық беттің қырларына бұрышпен өтетін ығысуды қарастыру керек (бойлық-көлденең ығысу).

Жағалаулық таяныш сілемдердің орнықтылығын бағалау әдісі келесі бастапқы ережелерге негізделеді:

- есептік тіректік таутасты блоктар өзгермейтін қатты дене түрінде қарастырылады;
- қарастырылуға күштер ғана, олардың аударатын әсерлері ескерілмей, енгізіледі;
- блокқа түскен күштердің басты векторын құрамдастарға жіктеу, ығысу жазықтықтарына тік түсу және олардың қиылысу сызығының бағыттары бойынша жүргізіледі;

- ығысу сынық бетінің қырларына бұрышпен түскен күштердің басты векторының бағыты (бойлық-көлденең ығысу), екі өзара қиылысатын бағыттардағы мүмкіндікті ауытқулардан тұратын сілемнің ауытқу кинематикасын анықтайтын шарт болып табылады;

- екі қырлы бұрыштың қырлары бойынша, олардың қиылысқан сызығымен ығысудан, жазықтықтардың біреуі арқылы ығысуына, ал басқасына тік, түскен күштердің басты векторы құрамдасының теріс санды мәнге немесе нөлге тең болуы, ауысу шарты болып табылады;

- жағалаулық таянышының сенімділігі белгіленген блоктардың орнықсыздауының есептелу нәтижелері бойынша анықталынады.

4.4.3.5 Таутасты негіздердегі ғимараттардың, таутасты құламалары мен беткейлердің орнықтылығының бағалануын, «ғимарат-негіз» жүйесінің кернеулік-деформациялық күйінің есептелу нәтижелерінің саралану негізінде де жүргізуге болады.

4.4.3.6 Ғимараттардың және таутасты құламалардың, сынық беттің қабырғаларын бойлай ығысу (бойлық ығысу) сұлбасы бойынша орнықтылығын есептеу барысында,

есептік блоктың, екі қырлы бұрышты құрайтын, оның қабырғасының бойлық бағытта, екі жазықтық бойынша ығысу жағдайы жиі кездеседі. Бұл есептік сұлба қатты дене түрінде қарастырылатын тауасты сілем немесе ғимарат үшін қолдануға жарамды. Қирау призмасының есептік блогының бір нүктесіне әсер ететін күштердің шамасы, тұтас бүкіл блокқа әсер ететіндей етіп қабылданады. Гидротехникалық ғимараттардың (мысалы, арқалық тоғандардың) жағалаулық тіректік сілемдерінің орнықтылығын осы сұлба бойынша бағалау кезінде, ығысудың призмалық бетіне көлденең ауытқу мүмкіндігі (қабырғаларға көлденең) ескерілмейді.

(5) шартқа кіретін шамаларды келесі формулалар бойынша анықтайды:

$$F = T ; \quad (16)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_{I,II,i} + c_{I,II,i} A_i) + E_d R_g , \quad (17)$$

мұндағы F, R - (5) формуладағыдай;

T - нақты ығыстырушы күш (есептік тең әсерлі жүктеменің ығысу бағытына түсетін проекциясы);

P_i - ығысу бетінің i -ші бөлігінде есептік жүктемелерден пайда болатын теңәсерлі қалыпты кернеулер (күштер);

R_g - қарнақты күштердің және т.б. әсерінен пайда болған ығысу бағытына қарсы бейімделген кедергі күш;

n - негіздің беріктік және деформациялық сипаттамалары бойынша әртектілігі ескеріліп тағайындалған ығысу беті бөліктерінің саны;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II,i}$ - тауасты топырақтардың i -ші бөлігі үшін анықталған сипаттамалардың есептік мәндері және 5 бөлім талаптарына сәйкес анықталынатын есептік ығысу бетінің $c_{I,II,i}$;

A_i - i -ші бөліктің есептік ығысу бетінің ауданы;

E_d - 4.4.3.7 т. бойынша анықталынатын таяныштық сілемнің (кері үйіндінің), есептік кедергі күші.

4.4.3.7 Таяныштық сілемнің немесе кері үйінділердің кедергі күшінің есептік мәні келесі формула бойынша анықталынады

$$E_d = \gamma'_c E_{p,d} , \quad (18)$$

мұндағы $E_{p,d}$ - кері кедергі күшінің есептік мәні.

Сілем ығысуы мүмкін, әлсіздену беттері бар таяныштар сілемі үшін, таяныштық қыры бойынша $\operatorname{tg} \varphi$ және c сипаттамалары ескерілмей, $E_{p,d}$ мәні келесі формула бойынша анықталынады

$$E_{p,d} = Q_g \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{I,II}) + \frac{c_{I,II} A \cos \varphi_{I,II}}{\cos(\alpha + \varphi_{I,II})} , \quad (19)$$

мұндағы Q_g - ығысу призмасының салмағы;

A - жоғары ығысу призма бетінің ауданы;

α - жоғары ығысу бетінің (әлсіздену жазықтығының) көкжиекке қарасты еңкею бұрышы;

$tg\varphi_{I,II}, c_{I,II}$ - ығысу (жоғары ығысу) беті бойынша топырақтар сипаттамаларының есептік мәндері;

γ'_c - таяныштар сілемінің (кері үйіндінің) E_s және негіздің E_f топырақтар модульдерінің арақатынастарына байланысты қабылданатын жұмыс жағдайларының еселігі:

$$\frac{E_s}{E_f} \geq 0,8 \text{ болған кезде } \gamma'_c = 0,7 ;$$

$$\frac{E_s}{E_f} \leq 0,1 \text{ болған кезде } \gamma'_c = \frac{E_r}{E_{p,d}} ;$$

егер $0,8 < \frac{E_s}{E_f} < 0,1$ болса, онда γ'_c сызықты бейімделінумен анықталады;

E_r - келесі формуламен анықталынатын тыныштық қысым

$$E_r = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{v}{1-v}, \quad (20)$$

мұндағы γ - таяныштар сілеміндегі (кері үйіндідегі) топырақтың меншікті салмағы

v - таяныштар сілеміндегі топырақтың көлденең деформация еселігі;

h - ғимаратпен немесе құламамен түйісуіндегі таяныш биіктігі.

4.4.3.8 Ғимараттар мен таутасты құламалар (беткейлер) орнықтылығын жоспарда бұрала ығысу сұлбасы бойынша есептегенде, үдемелі қозғалыс болжамымен анықталатын күштермен салыстырғанда ығысу кедергісінің азаю мүмкіндігі ескеріледі (Г Қосымшасын қара).

4.4.3.9 Ғимараттар мен таутасты құламалар (беткейлер) орнықтылығын көлденең ығысу сұлбасы бойынша есептеуді қирау (ығысу) призмасын өзара әрекеттесетін элементтерге жіктеп жүргізеді. Қирау (ығысу) призмасы ығысу бетінің түріне, призма таутасты сілемінің құрылымына және оған әсер ететін күштердің таралуына сай жіктеледі. Ығысу беті бойынша әрбір элемент шектерінде таутасты топырақтың беріктік сипаттамалары тұрақты болып қабылданады. Қирау призмасының жіктелу бағыттарының және есептеу әдістерінің таңдалуы сілемнің геологиялық құрылымына байланысты жүргізіледі. Қирау (ығысу) призмасын қиып өтетін әлсізденген беттер болса, онда призманы шекті тепе-теңдік күйге жеткізуі мүмкін элементтер арасындағы ажыратылу жазықтықтары осы әлсізденген беттер бойынша өткізіледі. Ғимараттардың және таутасты құламалардың (беткейлердің) жазық есеп жағдайындағы көлденең ығысу сұлбасы бойынша орнықтылығының есептелуін, қирау (ығысу) призмасын, өзара әрекеттенетін элементтерге бөлудің таңдалған бағытына байланысты, призманың әр есептік элементі (элементтер тобы), сондай-ақ, тұтас бүкіл қирау(ығысу) призмасы үшін шекті күйдегі тепе-теңдік шарттарын қамтамасыз ететін, кез-келген есептік әдіс бойынша жүргізеді.

Орнықтылықты есептеу үшін, жоғарыда келтірілген шарттарға толық мәнде жауап бермейтін, бірақ тәжірибеде мақұлданып және нәтижелері шекті күйдегі тепе-теңдіктің барлық шарттарын қамтамасыз ететін әдістер бойынша жүргізілген есептеулер нәтижелерімен үйлесім табатын әдістерді де падалануға болады.

4.4.3.10 Инженерлік-геологиялық жағдайы қиын тауасты негіздер мен құламаларда орналасқан I топқа жататын ғимараттардың орнықтылығын бағалау үшін есептеулерге қосымша сұлбалық зерттеулер жүргізеді. Ғимараттар негіздерінің немесе тауасты беткейлердің сұлбаларында тәжірибелік зерттеулер жүргізгенде, механикалық ұқсастық шарттарына сәйкес (болмыс жыныстарының және сұлба материалдарының) болмыстық сілемнің маңызды ерекшеліктері де көрсетіледі: тауасты сілемнің құрылымы, оның әртектілігі және деформациялық, беріктік қасиеттерінің анизотропиясы. Бірінші кезекте болмыстық сілемнің мүмкіндігі бойынша қауіпті бұзылымдары (жарықтар, жарылулар және т.б.) көрсетілуі керек.

4.5 Негіздің сүзілулік есептеулері

4.5.1 Гидротехникалық ғимараттың негізін жобалағанда, негіз топырақтарының сүзілулік беріктігі қамтамасыз етіледі, техникалық-экономикалық көрсеткіштері бойынша рауалы сүзілулік шығындар мен сүзілетін судың ғимарат табанына түсіретін қарсы қысымы белгіленеді. Ғимараттың жерасты пішінінің конструктивтік орнығуына және негіздердің гидрогеологиялық сипаттамаларына байланысты келесі жайттар анықталынады:

- ғимараттың жерасты пішінінің бойларымен, негіздің есептік аймағында таңдалған қималардың (бағыттардың) әрбіреуіндегі сүзілулік ағынның еркін бетінің түрі және оның қысымының таралуы;

- негіздің есептік аймағының ішіндегі, әсіресе сүзілулік қасиеттері күрт өзгертін, есептік топырақтық элементтердің (ЕТЭ) тоғысатын және ағынның бәсеңдейтін (судың құламаларға, кәріздік құрылғыларға өтуінен және с.с) жерлердегі сүзілулік ағынның шығындары мен градиенттері;

- сүзілулік ағынның негіздің топырақ сілеміне деген күштік әсері;

- негіздегі топырақтардың жалпы және жергілікті сүзілулік беріктігін, және де жалпы сүзілулік беріктігін тек негіздің тауасты емес топырақтары үшін ғана, ал жергіліктісін-топырақтардың барлық түрлері үшін бағалаған жөн;

- ғимарат негізінің құрғату және сүзілуге қарсы орнықтырылуының конструкциясы мен сипаттамаларын, сондай-ақ, онда сүзілулік ағындардың (өрістердің) және топырақтардың суффозиялық орнықтылығы өлшемдерін бақылайтын өлшеу және тіркеу аспаптарының орналастырылуы.

4.5.2 Таңдалған бағыттастықтарда сүзілу өрістерінің қалыптасуын, сүзілу ағынын, қысым және градиенттің - ағынның жылдамдылық сипаттамаларын ламинарлық сүзілу аймағында және қажет болғанда, сүзілетін судың ағысының шаршылық күйінде де таралу көрінісін беретін физикалық, сәйкестік және сандық сұлбалау жолымен анықтайды. Сұлбалау нәтижелері бойынша есептік бағыттастықта негіздің, шектерінен тыс, құрайтын топырақтардың сипаттамаларының мүмкін деген өзгерулері сүзілулік өрістің қалыптасу

жағдайларына елеулі әсер етпейтін, «әрекетті аймағын» анықтайды. Күрделі емес сұлбалауға көнетін, қарапайым жағдайларда, сүзілулік есептеулерді талдама әдістерімен орындайды.

4.5.3 Сүзілу ағынының сұлбалануы мен есептелуі инженерлік ізденістер барысында алынған мәліметтер негізінде және негіздің топырақтық сілемінің геологиялық құрылымын әжептәуір толық көрсететін, ондағы «әрекетті аймаққа» кірген сүзілу қасиеттері бойынша аса ерекше аймақтар бөлек, осы қасиеттердің уақыт бойынша мүмкін деген өзгерулері (негіздің топырақтық қалыңдығындағы кернеулер мен деформациялардың ұлғаю немесе азаю салдарынан, криогендік және микробиологиялық үрдістерден және т.б.) ескеріле көрсетіліп, жүзеге асырылады.

4.5.4 Негіздің сүзілу беріктігін, сұлбалану нәтижесінде алынған сүзілулік өрістердің сипаттамаларын (қысым градиенттерін, сүзілу жылдамдықтарын) шекті мәндерімен салыстыру арқылы бағалайды.

4.5.5 Жалпы сүзілу беріктігіне қарағанда, таутасты емес негіздің жергілікті сүзілу беріктігі, топырақтардың тек қана нақты байқалатын суффозиялық орнықтылығының бұзылуымен ескеріліп, негіздің келесі аймақтары үшін ғана анықталынады:

- сүзілу ағынының негіз қалыңдығынан төменгі бьефке, кәріздік құрылғыға және т.б шығу жерінде;

- суффозиялық-орнықсыз топырақтардың қабатшаларында;

- сүзілу ағынының қысымы күрт төмендейтін жерлерде, мысалы, жерасты бөгеттерін айналып ағу кезінде;

- сүзілу қасиеттері мен құрылымы айтарлықтай әр түрлі топырақтардың түйіскен жерлерінде.

Таутасты емес негіздің жергілікті сүзілу беріктігін жалпы шарт бойынша (1) формуламен бағалауға болады, F_0 және R_0 сәйкес, негіздің қарастырылатын аймағындағы жергілікті қысым градиенті I_{est} және жергілікті қысым градиентінің I_{cr} шекті мәндеріне теңестіріп қабылдауға болады. Таутасты негіздің жергілікті сүзілу беріктігін ұқсас түрде (1) формуланың шарты бойынша бағалауға болады, ондағы F_0 және R_0 өлшемдері негіз сілемінің жарықтарындағы су қозғалысының орташа жылдамдығына $v_{est,j}$ және жарықтардағы су қозғалысының шекті жылдамдығына $v_{cr,j}$ теңестіріліп қабылданады. Жергілікті беріктікті бағалау кезінде γ_n , γ_{ic} және γ_c еселіктерін, жалпы сүзілу беріктігін есептеу кезіндегідей қылып қабылдайды.

4.5.6 Жобаланатын ғимарат негізінің құрғату және сүзілуге қарсы орнықтырылуының жүйесін тандау барысында, ғимарат аймағының инженерлік-геологиялық жағдайларын, оны пайдалану шарттарын және қоршаған ортаны қорғау талаптарын, деңгейі көтерілуден су басу қауіпі, маңында орналасқан аймақтардың батпақтануы, карсттық-суффозиялық үрдістердің жандануы және т.б. бойынша ескереді. Құрғату және сүзілуге қарсы жүйенің шаралары ғимараттардың төменгі бөгеттеріндегі құламалар, ГАЭС бассейндері мен тәуліктік реттеуші бассейндерінің орнықтылығының бұзылуын болдырмау үшін пайдаланылады.

4.5.7 Негіз, су өткізгіш, су әсеріне деген орнықтылығы нашар және тез еритін,

сонымен қатар, суффозияға орнықсыз топырақтардан (гипс, ангидрит, тас тұзы, тұздалған және гипстелген, сонымен қатар, түйіршіктері сан түрлі топырақтар және т.б.) құралған болса, сондай-ақ, орынсыз сүзілу шығындарын болдырмау қажет жағдайларда, сүзілуге қарсы бүркеулер (тосқауылдар) міндетті түрде орнатылады.

4.5.8 Сүзілуге қарсы тосқауылдар (бүркеулер, понурлар, қалқандар) өткізгіштік қасиеті нашар, сүзілу еселігі негіздің сүзілу еселігінен кем дегенде 20 есе төмен, материалдардан жасалады. Сүзілуге қарсы бүркеудің қалыңдығы, бүркеудің өзінің сүзілу беріктігін анықтайтын, шекті градиенттер шамасынан аспауды қамтамасыз етеді. Бүркеудің ғимарат табанымен түйіскен жерлерінде, сүзілу ағынының қысым градиентін төмендету және топырақта суффозия болдырмау үшін, оны қосымша нығыздау мақсатында, жобада бүркеудің жергілікті күшейтілуін қарастырады.

4.5.9 Өткізгіштігі нашар топырақтар қабаты жақын орналасқан жағдайда, сүзілуге қарсы бүркеуді суөтпеспен түйістереді, суөтпес терең орналасқан жағдайда ілмелі бүркеу қарастырылады. Сүзілуге қарсы бүркеудің өлшемдері (тереңдігі, ұзындығы, қалыңдығы және ғимараттар негізіндегі орналасу орны) есептеулермен немесе тәжірибелік зерттеулер нәтижелерімен негізделеді. III және IV топтағы ғимараттар үшін есептеулердің орнына ұқсастықты пайдалануға болады.

4.5.10 Биік бетон тоғандардың таутасты негіздерін жобалағанда, қысымды қырының астында, жоғарғы бьеф деңгейінің (ЖБД) көтерілу үрдісі кезінде, сонымен қатар, қарсы қысымның елеулі өсуімен бірге сүзілулік шығындарды көп есе көбейтетін, сүзілуге қарсы бүркеудің үзілуімен едәуір өлшемді босаңсу аймағы пайда болу мүмкіндігі ескеріледі. Осыған байланысты жобада, осы аймақтардың өлшемдерін бағалайды да, бүркеудің, ЖБД құрылысы мен көтерілу және ғимараттың пайдалану кездеріндегі қажетті су өткізбеушілігін бұрынғы қалпына келтіру мүмкіндіктерін қамтамасыз ететін техникалық және технологиялық шешімдерді қарастырады.

4.5.11 Жобаларда, топырақтық тоғандардың сүзілуге қарсы құрылғыларының, негіздің таутасты топырақтарымен немесе жағалаулармен тоғысқан жерінде, суффозияға төзімді және таутасындағы жарықтарды бітеуге жарамды топырақты салу және нығыздау қарастырылады.

4.5.12 Су тірейтін ғимараттардың жобаларында, қарсы қысымды азайтатын шара түрінде, түрлері әр түрлі кәріздік құрылғылар орнатылуы қарастырылады. Таутасты негіздерде кәрізді ең алдымен ғимараттың қысымды қыры жағынан орналастырады, ал қажет болғанда-оның табанының орта жағына да. Кәріздің орналасуы мен оның өлшемдерін, ғимараттың табанына түсетін сүзілуге қарсы қысымды төмендету және топырақ негізінің сүзілу беріктігінің бұзылуына апармайтын шығу қысым градиенттерінің рауалы мәндерін қамтамасыз ету талаптарына сүйене анықтайды. Негізге кәрізді орнатудан бас тартуға болады, егер негізде химиялық немесе механикалық суффозияға ұшырауы мүмкін топырақтар болса.

4.5.13 Таутасты емес негіздерде сүзілуге қарсы бүркеулерді жобалағанда, қысымның келесідей аумалы градиенттері ескеріледі:

- майдатасты және малтатасты топырақтардағы - 7,5; ірі және ірілігі орташа құмдарда - 6,0 және ұсақ құмдарда - 4,0;
- «топырақтағы қабырға» әдісімен орнатылатын бүркеуде сүзілу еселіктері ескеріліп,

топырақтардағы сүзілу еселіктері 200 м/тәулік, пайдалану ұзақтылығы мен материалына байланысты - 8 кесте бойынша, онда, сонымен қатар, бүркеулердің механикалық беріктігін есептеуге қажетті материалдардың сипаттамасы келтірілген.

4.5.14 Тауасты негіздегі сүзілуге қарсы цементациялық бүркеу жобаланғанда, бүркеудегі қысымның аумалы градиенті I_{cr} бүркеу бойынша меншікті су сіңірулікке q_c байланысты қабылданады. Бүркеу (жеке өзі немесе басқа да сүзілуге қарсы құрылғылармен бірге) негіздегі еритін топырақтарды сілтісізденуден қорғайтын болса, рауалы меншікті су сіңірулік есептеулермен немесе тәжірибелік зерттеулермен негізделеді. Сүзілуге қарсы бүркеулердің өткізгіштігі негіз топырағының өткізгіштігінен кемі он есе төмен қабылданады.

4.5.15 Қысым градиенттері, бірге жуық сүзілулік ағын негіз бетіне шығатын жерлерде топырақтың жоғары ығысуын болдырмау үшін, жобада өткізгіш қатарлас жүк немесе қысым түсіретін құрғатқыш қарастырылады. Қатарлас жүк материалы, негіз топырағын түйісулік суффозиядан қорғайтын кері сүзгі қағидаты бойынша таңдалады. Қатарлас жүктің қажетті қалыңдығы топырақтың жоғары ығысуын болдырмау шартына сүйене анықталады.

4.6 Тау-тасты негіздердің жергілікті беріктігін есептеу

4.6.1 Гидротехникалық ғимараттардың тау-тасты негіздерінің жергілікті беріктігін келесі жайттарды анықтау үшін есептейді:

- сүзілуге қарсы құрылғылардың істен шығу мүмкіндігін болдырмайтын шаралардың қажеттілігін анықтағанда;

- ғимараттардың беріктігін, орнықтылығын жоғарылататын шараларды қабылдағанда ескеру үшін;

- "ғимарат-негіз" жүйесінің кернеулік-деформациялық күйінің есептеулерінде жергілікті беріктіктің шегіне жетуді ескеру үшін.

Жергілікті беріктіктің есептелуі I және II топтағы ғимараттар негіздері үшін шекті күйлердің екінші тобы бойынша, жүктемелердің негізгі бірлесу түріне сай, жүргізіледі. Бұл жағдайда γ_n және γ_{ic} еселіктерінің мәндері бірге теңестіріліп алынады ($\gamma_n = \gamma_{ic} = 1$). γ_c еселігі 0,95 тең етіп қабылданады.

4.6.2 Тау-тасты негіздердің жергілікті беріктігі мынадай есептік, жеке алаңдар бойынша тексеріледі:

- а) сілемдегі жарықтармен ұштастырылған жазықтықтарға дәл келетін;
 - ә) "ғимарат-негіз" және тауасты жыныстың негіздегі бекіту конструкцияларының түйісулерімен ұштастырылған жазықтықтарға дәл келетін;
 - б) "ғимарат-негіз" түйісуімен және жарықтармен ұштастырылған жазықтықтарға дәл келмейтін;
- есептік жеке алаңдар бойынша тексеріледі

4.6.3 Төмендегі шарттар, 4.6.2.ә.б екінші және үшінші абзацтарында аталған алаңдар бойынша жергілікті беріктікті қамтамасыз ету сынақтағыштары болып табылатын жағдайлар:

$$\sigma_j \rangle R_{t,m,II} ; \quad (21)$$

$$\theta_j = \frac{\sigma_j \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{\tau_j} = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta_j - \sigma_3 \cos^2 \beta_j) \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta_j \cos \beta_j} \rangle 1, \quad (22)$$

мұндағы θ_j - есептік алаңда пайдалану және шекті жанама кернеулерінің қатынасы;

σ_j, τ_j - есептік бірлесуіндегі нормативтік жүктемелерден жарық (түйісу) жазықтығына ұштастырылған есептік алаңдағы тік және жанама кернеулер;

σ_1, σ_3 - сол жүктемелер әсерінен пайда болған, сәйкес ең үлкен және ең кіші басты кернеулер;

β_j - жарыққа (түйісуге) ұштастырылған есептік алаң және басты кернеу σ_1 бағыты арасындағы өткір бұрыш;

$\operatorname{tg} \varphi_{j,II}, c_{j,II}$ - жарыққа (түйісуге) ұштастырылған есептік алаңдардағы есептік сипаттамалар;

$R_{t,m,II}$ - тауасты топырақ сілемінің бір бағытта созылу беріктік шегінің есептік мәні.

4.6.4 Төмендегі шарттар, 4.6.2б соңғы абзацында аталған алаңдар бойынша жергілікті беріктікті қамтамасыз ету сынақтағыштары болып табылады:

$$\sigma_3 \rangle R_{t,m,II} ; \quad (23)$$

$$\theta_m = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \sqrt{(\sigma_1 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})} \rangle 1 \quad (24)$$

мұндағы $\operatorname{tg} \varphi_{m,II}, c_{m,II}$ - "ғимарат-негіз" түйісуімен және жарықтармен ұштастырылған жазықтықтарға дәл келмейтін алаңдардағы есептік сипаттамалар.

4.6.5 (21) және (23) шарттары, сілемнің босаңсу мүмкіндігін бағалау кезінде 4.6.2. көрсетілген барлық жайттарда тексеріледі, ал (22) және (24) шарттары иленгіштік деформациялары мүмкіндігін бағалау кезінде – осы жайттарда да, тек $\sigma_3 < 0$ болғанда. (22) және (24) шарттарын, кернеулік-деформациялық күйін есептеу барысында және ғимараттың беріктігі мен орнықтылығын жоғарылату бойынша шаралар қарастыру кезінде, негіз беріктігінің бұзылуларын ескеру үшін ғана тексереді. Сүзілуге қарсы құрылғылардың сенімділігін (21) формуласындағы шарттың орындалуы (егер $\sigma_3 < 0$) болса), негіз босаңсуын, бүркеулер жазықтығымен дәл түсетін алаңдар үшін бағалау кезінде, тексерілмейді. Жоғарыда келтірілген жергілікті беріктік сынағыштары орындалмайтын болса, онда босаңсу және иленгіштік деформациялары аймақтарының шекараларын анықтау керек. Босаңсу аймағы цементтік бүркеу мен кәрізді қиып өтуге тиісті емес. Кері жағдайда, сүзілу күйінің өзгеруін ескеретін сызықты емес қойылымдағы сүзілу есептеулері жүргізіледі. Иленгіштік деформациялары аймағы ғимарат табанының

немесе қауіпті ығысу есептік бетінің 1/3 бөлігінен аса қамтымайды.

4.6.6 $\sigma_j, \tau_j, \sigma_1, \sigma_3$ кернеулері (21)-(24) формулалары бойынша анықталғанда, тұтас орта механикасы мен геомеханикалардың есептеу және тәжірибелік әдістері қолданылады. Негізді ғимаратпен бірге, түйісулерінде тепе-теңдік шарттары және ауытқулар теңдігі орындалатын сызықты-деформацияланатын денелер жүйесі түрінде де қарастыруға болады. Негіздеме болғанда, бір немесе бірнеше жазық қималарға қолданылатын серпімділік қағидасының жазықтық есебін шығаруға мүмкіндік беретін ғимарат-негіз жүйесін сұлбалауға да болады. Бұл жағдайда, негіз беті жазықтық түрінде қабылданады, ал негіз - бір немесе бірнеше біртекті бөліктерден немесе сипаттамалары үздіксіз өзгеретін болып құралған деп саналады. Қажет болғанда, негіз бетінің табиғи бедері, ғимарат-негіз жүйесі жұмысының кеңістік сипаты, сондай-ақ, негіздің механикалық сипаттамаларының таралу талдануы ескеріледі. Тиісті жағдайларда, негіздің кернеулік күйін анықтау кезінде оның қасиеттерінің мүмкін деген анизотропиясын ескеру ұсынылады. Егер негіз аймақтарының кейбіреулерінде кернеулерді (21)-(24) формулалары бойынша анықтағанда бір (немесе бірнеше) шарттар орындалмаса, онда есеп шешімі айқындалады. Айқындау, кернеулер мен деформациялар араларындағы сызықты емес тәуелділікті пайдалану немесе аталған аймақтарды, қима геометриясын өзгертіп қарастырудан шығару арқылы жүзеге асырылады.

4.7 Түйісу кернеулерін анықтау

4.7.1 Ғимарат негізіндегі кернеулерді, конструкциялар мен ғимараттар беріктігінің, ғимараттар орнықтылығының, сонымен қатар, негіздер шөгулерінің, көтеру қабілетінің және жергілікті беріктігінің есептеулерінде пайдалану үшін анықтайды. Ғимараттарды таутасты негіздерде жобалағанда, түйісу кернеулерін анықтау, сүзілуге қарсы шаралардың жобалануын негіздеу және ғимараттың жерасты пішінінің сүзілу сенімділігін бағалау үшін қажет. Тоғандар астындағы, созылу кернеулері орын тапқан жерлерде цементациялық бүркеуді орнату, бүркеудің тиімділігін күрт төмендетеді де, ғимараттың жерасты пішінінің сенімділігін қамтамасыз ету үшін, арнайы конструктивтік шешімдердің қабылдануын талап етеді.

4.7.2 I және II топтардағы ғимараттар үшін түйісу кернеулерін анықтауға жеңілдетілген әдістер қолданылады да, III және IV топтардағы ғимараттар үшін олар тек ұсынылады.

4.7.3 Ғимараттар беріктігінің есептеулерінде, серпімділік қағидасының есептерінің шешімдерінен табылған, түйісу кернеулерінің эпюраларын пайдаланғанда, жеңілдетілген әдістер арқылы есептелінген түйісу кернеулердің екінші эпюрасын да қосымша қарастырады. Егер, бұл жағдайда анықталған бүгетін күштер әр түрлі белгілерге ие болса, онда, беріктікті есептеу кезінде, шамаларын 10% кемітіп, мәндердің екеуін де, ал егер бірдей болса - оны да аталған шамаға азайтып, бүгетін күштің үлкендеуін қолдану ұсынылады.

4.7.4 Түйісу кернеулерін анықтау кезінде, келесі жағдайларда анықталатын, ғимараттың иілу көрсеткіші t_n ескеріледі:

а) ғимаратты жазық деформация сұлбасы бойынша есептеу кезінде:
ғимарат ұзындығының бағытында

$$t_{\rho} = \frac{hl^3b}{I_y}; \quad (25)$$

ғимарат енінің бағытында

$$t_{\rho} = \frac{hb^3\delta}{I_x}; \quad (26)$$

б) ғимаратты кеңістік есептің сұлбасы бойынша есептеу кезінде, (24) және (25) формулалары бойынша есептелінген екі иілу көрсеткіштерінің үлкенірек мәні, t_{ρ} түрінде қабылданады.

(24), (25) формулаларындағы

$$\eta = \frac{\pi E(1-\nu_1)}{32E_1(1-\nu)}, \quad (27)$$

мұндағы ν, ν_1 - негіз топырағы мен ғимарат материалының сәйкес Пуассон еселіктері;

E, E_1 - негіз топырағының деформация және ғимараттың материалы серпінділігінің модульдері;

b, l - ғимарат табанының ені мен ұзындығы;

I_x, I_y - ғимараттың есептік элементтерінің инерция дәрежелері;

δ - ғимараттың табанының ұзындығы бойынша есептік элементтің ені, ол 1 тең етіп қабылданады;

h - ғимараттың орташа қалыңдығы.

Иілу көрсеткіші $t_{\rho} < 1$ жағдайларда, түйісу кернеулерін шексіз қатқыл ғимараттар үшін сияқты анықтайды. $t_{\rho} > 1$ болғанда, түйісу кернеулерін ғимараттардың иілуі ескеріле анықталынады.

4.7.5 Біртекті негіздерде орнатылған ғимараттардың иілу көрсеткіштері $t_{\rho} < 1$ болғанда, түйісу кернеулерді ортадан тыс сығу, ал тығыздық дәрежесі $I_d \leq 0,5$ құмды негіздер үшін – тәжірибелік эпюралар, әдістері арқылы анықтайды. Созылу тік түйісу кернеулері ғимараттың табанының бөлігі астындағы пайда болса, олар есептік түйісу бетінен шығарылып, ал қалған бөліктері үшін түйісу кернеулер қайтадан есептелінеді.

4.7.6 Түйісу кернеулерін ғимараттың иілгіштігін ескере анықтағанда, төсем еселігі әдісі, сондай-ақ, серпінді және серпінді-иленгіштік есептер шешімдері де қолданылады. Конструкциялар элементтерінің иілгіштігі, жарықтар пайда болу мүмкіндігі ескеріле анықталады.

4.7.7. Төсем еселігі және ортадан тыс сығу әдістері пайдаланылғанда, жанама түйісу кернеулері біркелкі, ал тәжірибелік эпюралар әдісін пайдаланғанда тік түйісу кернеулеріне сәйкес таралған деп қабылдауға болады. Тік күштер әсерінен пайда болған жанама кернеулер ғимараттар беріктігін есептегенде ескерілмейді. Ғимараттың табан бөлігінің астында шекті кернеулерден асатын жанама кернеулер анықталса, оларды шекті кернеулерге теңестіруге болады, ал басқа бөліктерінде, есептеулер негізінде түзетіледі.

4.7.8 Қабаттары тік және құламалы негіздер жағдайындағы түйісу кернеулердің есептеулерінде, әрбір қабаттың, олардың мөлшерлері мен жүктеменің тыс түсуіне байланысты, түйісу кернеулерін деформация модульдеріне сәйкес етіп қабылданатын жуықтау әдістерін пайдалануға болады. Әрбір қабат бойынша түйісу кернеулердің таралуы сызықты түрде қабылданады.

4.7.9 Негіз, қалыңдығы ауыспалы немесе көлбеу жатқан қабаттардан құралған болса, түйісу кернеулердің есептеулерінде, қалыңдықтары ауыспалы немесе көлбеу жатқан қабаттар жағдайларындағы негіздің есептік сұлбасын, қабаттары тік орналасқан шартты негіз сұлбасына келтіруге негізделген жуықтау әдістері пайдаланылады. Қалыңдығы тұрақты топырақ қабаттары көлденең орналасқанда, негіз әртектілігін ескермеуге болады.

4.7.10 Тік түйісу кернеулері тәжірибелік эпюралар және төсем еселігі әдістерімен анықталғанда, негіздің әртектілігі, біртекті деп қабылданған негіз үшін анықталған эпюралар ординаталары мен қосымша эпюра ординаталарының қосындысы арқылы ескеріледі. Қосымша эпюра ординаталары әртекті және біртекті негіздер жағдайларында ортадан тыс сығу әдісімен салынған эпюралар айырымына тең етіп қабылданады.

4.7.11 Кернеулерді анықтау кезінде ғимараттың құрылымдық ерекшеліктері, оның орнатылу реттілігі, негіздің түрі, ал негізде тонданған топырақтар жатса немесе оның тондануы мүмкін болса – жібу және тондану аймақтарының орналасуы, сонымен қатар, тондану және жібу реттілігі де ескеріледі. Топырақтың гидротехникалық ғимараттардың жайыла жатқан темірбетон конструкцияларымен (таутасты емес негізде орнатылатын су жаратын тақталармен және тоғандардың рисбермаларымен, доктардың тақталарымен және т.б.) түйісуіндегі кернеулерді есептегенде мына жайттарды ескеру ұсынылады:

- гидротехникалық ғимараттардың бетонды және темірбетонды конструкцияларын жобалау нормаларында реттемеленген, ашылулары шектелген жарықтардың пайда болуы ескерілген, темірбетонды конструкциялар қатқылдығының төмендеуі;

- таутасты және таутасты емес негіздерде орнатылатын бетонды және темірбетонды конструкцияларға бетонды, жеке бетондау блоктарымен, төсеу реттілігі.

4.7.12 Жобалау барысында ғимарат конструкцияларындағы немесе элементтеріндегі күштерді азайту мақсатымен, ғимараттар табанында дөңестер орнатылуын, негіздің жеке аймақтарының нығыздалуын және ғимараттың орнатылуы мен жүктелуінің сәйкес реттілігін ескере, түйісу кернеулерінің оңтайлы таралуының мүмкіндігін қарастырады.

4.7.13 Негіздердегі кернеулерді анықтау барысында, есептеу техникасын пайдалану арқылы, тұтас орта механикасының және геомеханиканың сандық әдістерін қолданады. Түйісу кернеулерін, есептің талдаулық шешімдерін немесе есептеудің сандық әдістерін іске асыратын (түйісу төңірегіндегі кернеулер бойынша) арнайы бағдарламалар бойынша есептейді.

4.7.14 Сандық әдістерді қолдану кезінде, бір немесе бірнеше жазық кималарда жазық

есептерді шығаруға мүмкіндік беретін, «ғимарат-негіз» жүйесін сұлбалауға болады. Есептік қималардың әртектілігін, олар бірнеше біртекті аймақтардан құралған деп елестету арқылы ескереді. Қажет болғанда, жүйе жұмысының кеңістік сипатын, тұтас орта механикасының тәжірибелік немесе есеп әдістері көмегімен ескереді. Негіз қимасының есептік аймағын, тік бағытта сығылу қабаттың тереңдігімен H_c , ал көлденең бағытта - ғимараттан H_c кем емес арақашықтықпен шектейді.

4.8 Негіздерді деформациялар бойынша есептеу

4.8.1 Жалпы ережелер

4.8.1.1 Ғимараттар мен топырақтық материалдардан тұратын тоғандар негіздерінің деформациялар бойынша есептелінуі, ауытқулар (шөгулер, көлденең ауытқулар, жантаюлар, көлденең бағытты айнала бұрылулар және т.б.) бүкіл ғимараттың немесе оның жеке бөліктерінің қалыпты жағдайларда пайдаланатынына кепілдік беретін шамалармен шектеліп және қажетті орнықтылықты қамтамасыз ететін "ғимарат-негіз" жүйелері конструкцияларын таңдау мақсатымен жүргізіледі. Және де, конструкцияның беріктігі мен жарық пайда болуына деген орнықтылығы, ғимараттың негізбен әрекеттестену кезіндегі әсерлер ескеріліп, есептелумен дәлелденеді. Деформациялар бойынша есептеу, жүктемелердің негізгі бірігу түріне, ғимараттың құрылыс барысында және пайдалану кезінде (ғимараттың тұрғызылу реті мен жылдамдығы, су қоймасының толтырылу графигі және т.с.с.) олардың әсер ету сипаты ескеріліп, жүргізіледі.

4.8.1.2 Негіздердің деформация бойынша есептеулері шектік күйлердің бірінші немесе екінші топтары бойынша жүргізіледі. Оларға, негіз бен ғимараттың бірігіп жұмыс істеу кезіндегі деформацияларының есептік болжамы және $F_0 = S$ және $R_0 = S_u$ деп қабылданған (1) шарттың орындалуының тексерісі енеді. Мұндағы S - ғимарат пен негіздің біріккен деформациясы (шөгулер, көлденең ауытқулар, жантаюлар және т.б.), S_u - ғимарат пен негіздің біріккен деформациясының шекті мәні. γ_n және γ_{ic} еселіктері 4.1.5 т. сәйкес қабылданады; γ_c еселігі барлық жағдайларда бірге тең болып қабылданады. Деформацияның болжамдық мәндері S «ғимарат-негіз» жүйесінің жайын саралау және оларды пайдалану мерзімінде бағалау үшін қолданылады.

4.8.1.3 Ғимарат пен негіздің біріккен деформациясының шекті мәндерін $R_0 = S_u$ келесі талаптардың орындалуының қажеттілігіне сүйене, гидротехникалық ғимараттардың нақты түрлерін жобалаудың техникалық шарттары белгілейді:

жабдықтың қалыпты пайдаланылуына деген талаптарды қосқандағы, ғимарат деформацияларына қойылатын технологиялық талаптар;

ғимараттың жалпы орнықтылығын қосқандағы, конструкциялардың беріктігіне жарыққа төзімділігіне және орнықтылығына қойылатын талаптар.

$R_0 = S_u$ деп қабылданған кезде, секция аралық жіктердің қалыпты жұмысының бұзылуына, судың тоған жатасынан асу мүмкіндігіне, коммуникациялардың жүргізілуімен байланысты қалыпты пайдаланылудың бұзылуына және с.с жайттарға апармайтын,

ғимараттардың секциялары мен бөліктерінің араларындағы шөгулердің рауалы айырмашылығын ескереді.

4.8.1.4 Ғимарат пен негіздің біріккен жұмыс жағдайларына сүйене, біріккен деформацияның мәнін $F_0 = S$ тұтас орта механикасының есептеу әдістерін пайдалану арқылы анықтайды. Бұл жағдайда, «ғимарат-негіз» жүйесі жұмыстарының нақты ерекшеліктері: деформацияланудың кеңістік сипаты, кернеулер мен деформациялар арасындағы сызықты емес байланыс, ғимаратты тұрғызу мен жүктемелерді түсіру реттілігі, нығая сығылу және жылжымалылық үрдістері, жеткілікті дәрежеде ескеріледі. Ғимарат пен негіз деформацияларының, олардың тобы мен жобалау кезеңдеріне байланысты анықталуы, жеңілдетілген (инженерлік) және "ғимарат-негіз" жүйесінің толығырақ сұлбаланғанына және топырақтың көбірек жетілдірілген математикалық үлгілеріне (сызықты емес, серпінді иленгіш, сонымен бірге топырақтардың көп фазалығы мен реологиялық қасиеттерін ескеретін және с.с) негізделген сандық әдістермен жүргізіледі.

Пайдалану мерзіміндегі ғимараттар мен олардың негіздерінің деформацияларының мәндерін, топырақтардың нығая сығылу және жылжымалылық үрдістерінің дамуын, ал криолито аймағында – топырақтардың тондану және жібу үрдістерін де ескере анықтайды. Және де, жоғарыда аталған есептеу әдістерін пайдалану керек. Алдын ала жобалау кезеңдері мен III және IV топтардағы ғимараттар үшін, деформацияның тұрақтанбаған мәндерінің анықталуын, жеңілдетілген (инженерлік) әдістер арқылы, мысалы, нығая сығылу мен жылжымалылықтың бір өлшемдік есептерін шығару негізінде жүргізуге болады.

4.8.1.5 «Ғимарат-негіз» жүйесінің есептік сұлбасын, ғимарат пен негіздің кернеулік күйі мен деформациясын анықтайтын себептерді (ғимараттың құрылымдық ерекшелігін, оны орнату технологиясын, негіз топырақтарының құрылымы мен қасиеттерінің сипатын, олардың ғимараттың құрылысы және пайдалану кездеріндегі өгеру мүмкіндігін, сыртқы әсерлердің сипаты және т.с.с.) ескеру арқылы құрастырады. «Ғимарат-негіз» жүйесінің есептік үлгілері олардың арасындағы түйісудің көзге көрінетін бұзылуын ескереді. «Ғимарат-негіз» жүйесі деформацияларының есептелулері, қажет жағдайларда, кеңістік есеп шарттары бойынша жүргізіледі. Ұзындығы енінен үш есе асатын ғимараттар үшін есептелулерді жазық деформация шарттары бойынша жүргізуге болады. Ғимарат ені сығылатын қабат қалыңдығынан H_c екі және одан көп есе асатын жағдайда, шөгулердің есептелуін, бір өлшемдік (компрессиялық) есеп шарты бойынша жүргізуге болады.

4.8.2 Ғимараттардың шөгулерін анықтау

4.8.2.1 Таутасты емес негіздерде орнатылған ғимараттардың, тобы мен жобалау кезеңіне байланысты, қосынды шөгулерінің s анықталуы қабаттап жинақтау және есептеуіш әдістері арқылы жүргізіледі. Алдын ала жобалаудың кезеңдерінде (III және IV топтардағы ғимараттар үшін - жобалаудың барлық кезеңдерінде) s анықтау үшін, сығылу қабаты H_c бойынша қабаттап жинақтау әдісімен былайша шектеуге болады:

$$s = \sum_{i=1}^n \beta_1 \frac{(\sigma_{z,p,i} - \sigma_{z,\gamma',i}) h_i}{E_{p,i}} + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,\gamma',i} h_i}{E_{s,i}}, \quad (28)$$

мұндағы $\sigma_{z,p,i}$ - К Қосымшасына сәйкес қабылданатын, негіздің z_i тереңдігінде, ғимарат табанының ортасы арқылы тік өтетін, жүктемелер мен қатарлас жүктерден (көршілес ғимараттар, кері үйінділер және т.б.) i -ші қабат ортасындағы қосымша тік кернеу;

$\sigma_{z,\gamma',i}$ - ғимарат табанының белгісінде z тереңдіктегі табиғи қысымнан i -ші қабат ортасындағы кернеу;

γ' - ғимарат табанынан жоғары орналасқан топырақтың меншікті салмағы;

h_i - $0,2b$ аспауға тиіс етіп қабылданатын i -ші топырақ қабатының қалыңдығы (мұндағы b - ғимарат табанының ені);

$E_{p,i}$ - В Қосымшасына сәйкес, компрессиялық қисықтың бірінші сызығы бойынша анықталатын i -ші топырақ қабатының деформация модулі;

$E_{s,i}$ - сәйкес компрессиялық қисықтың екінші сызығы бойынша анықталынатын i -ші топырақ қабатының деформация модулі;

n - негіздің сығылу қалыңдығын H_c қабаттарға бөлу саны;

β_1 - В Қосымшасы арқылы анықталынатын еселік.

Ғимарат табанының астындағы орташа қысым P негіз топырағының есептік кедергісінен R асатын болса, шөгуді топырақтар деформациялануының серпінді-иленгіштік сипатын, кеңістік кернеулік күйді, ғимараттың орнатылу ретін ескеретін сандық әдістермен анықтайды.

4.8.2.2 Негіздің сығылу қалыңдығының есептік тереңдігі H_c келесі шарт бойынша қабылданады:

$$\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}, \quad (29)$$

мұндағы $\sigma_{z,p}$ - топырақтың сығылу қалыңдығының төменгі шекарасындағы сыртқы жүктер әсерінен пайда болған тік кернеулер (ғимаратты тұрғызуының басынан бастап, ғимараттан, көршілес үймереттер мен ғимараттардан, бүйірлік қатарлас жүктерден және т.б. пайда болатын жинақталған кернеулер);

$\sigma_{z,g}$ - ғимараттың құрылысына дейінгі топырақтағы ең жоғары тік кернеулер.

Көрсетілген төменгі шекара, $E < 5 \text{ МПа}$ топырақ қабатында орналасса немесе осы топырақ берілген шекарадан төмен жатса, онда ол, сығылатын қалыңдыққа еңгізіледі. Осы топырақтағы сығылатын қалыңдықтың төменгі шекарасы келесі шарт бойынша анықталынады $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$. Деформация модулі $E > 200 \text{ МПа}$ топырақтар H_c бойында жататын болса, онда сығылу қалыңдығының тереңдігі осы топырақтың жабынымен шектеледі. Кернеулердің мәндері сүзілулік күштерді және топырақ сулары деңгейінен төмен судың қалқыту әсерін ескеру арқылы анықталынады.

4.8.2.3 t уақытына дейін тұрақтанбаған шөгу s_t келесі формуламен анықталынады

$$s_t = \frac{s(U_1 \delta_{1,crp} + U_2 \delta_{crp})}{\delta_{1,crp} + \delta_{crp}}, \quad (30)$$

мұндағы U_1, U_2 - топырақтың сәйкес бастапқы және жалғасқан нығая сығылуының дәрежесі;

$\delta_{crp}, \delta_{1,crp}$ - су сығыла алатын сұлба жағдайындағы компрессиялық сынақтар нәтижелері бойынша анықталынатын, топырақтың жылжымалылық өлшемдері;

s - шөгу шегі.

Бастапқы нығая сығылу дәрежесі U_1 нығая сығылудың бір бағыттық, жазықтық немесе кеңістік есептер шешімдерінен анықталады. III және IV топтағы ғимараттар үшін U_1 мәнін М Қосымшасына сәйкес анықтауға болады. Кеуекті қысым ескерілмейтін жағдайларда $U_1 = 1$ қабылдайды.

4.8.2.4 Жалғасқан нығая сығылу дәрежесін U_2 бір бағыттық, жазықтық немесе кеңістік есептер шешімдері бойынша, топырақтың жылжымалылық қасиеттерін ескеріп, анықтайды. III және IV топтағы ғимараттар үшін U_2 мәнін келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{1,crp}^t}. \quad (31)$$

4.8.3 Тауасты емес негіздердегі ғимараттардың жантаюын есептеу

4.8.3.1 Тауасты емес негіздерде орнатылған ғимараттардың, тобы мен жобалау кезеңіне байланысты қосынды жантаюлардың i анықталуы, жеңілдетілген немесе есеп әдістері арқылы жүргізіледі. Алдын ала жобалаудың кезеңдерінде (III және IV топтардағы ғимараттар үшін - жобалаудың барлық кезеңдерінде) i мәнін анықтау (біртекті немесе көлденең қабаттасқан негіздерде) есептеулерінде жеңілдетілген әдістердің пайдаланылуымен шектелуге болады. Қосынды жантаюдың, айтарлықтай әртекті негіздердегі анықталуы, қатарлас жүктер мен көршілес іргетастардың әсерін ескеру арқылы, тек есеп әдістерімен орындалады.

4.8.3.2 Табаны тікбұрышты ғимараттардың, ғимарат енінің бойындағы тік жүктеменің ортадан тыс түсуінен пайда болған жантаюы, сүзілулік күштер ескерілмеген, біртекті және көлденең қабаттасқан негіз жағдайында былайша анықталады:

а) ғимарат табанының үлкен жағының бағыты бойынша

$$i_l = tg \omega_l = k_1 \frac{M_l}{l^3} \frac{1 - v_m^2}{E_m}; \quad (32)$$

б) ғимарат табанының кіші жағының бағыты бойынша

$$i_b = tg \omega_b = k_2 \frac{M_b}{b^3} \frac{1 - v_m^2}{E_m}, \quad (33)$$

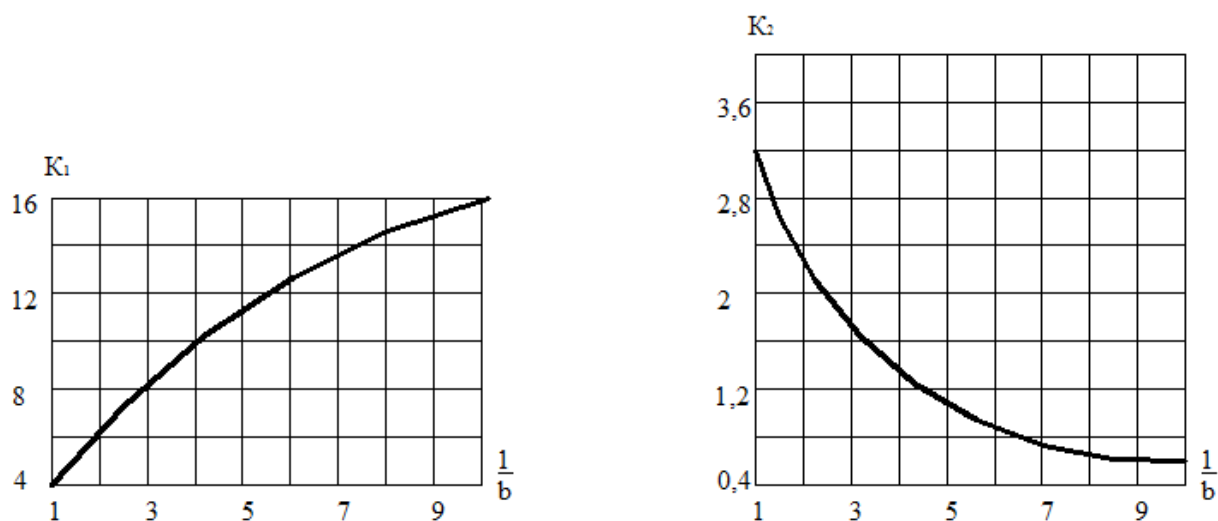
мұндағы ω_l, ω_b - ғимарат жантаюының бұрыштары;

k_1, k_2 - Сурет 1 бойынша анықталынатын өлшемсіз еселіктер;

M_l, M_b - тік бұрышты табанының үлкен және кіші жақтарының қатарлас тік жазықтықтағы төңкеруші әсерлер;

l, b - ғимарат табанының ұзындығы мен ені;

ν_m, E_m - И Қосымшасына сәйкес анықталынатын топырақтың көлденең деформация еселігі мен деформация модулі.



Сурет 1 - K_1 және K_2 еселіктерін анықтауға арналған графиктер

4.8.3.3 Ғимараттың, негіз табанынан тыс қатарлас жүктен, жантаюының анықталуы келесі формула бойынша жүргізіледі

$$i = \operatorname{tg} \omega_b = \frac{S_B - S_A}{b}, \quad (34)$$

мұндағы S_A, S_B - егер $x_{l,A} = c + b$ және $x_{l,B} = c$ болса, К Қосымшасы бойынша анықталынатын ғимараттың А және В табан шеттерінің шөгуі (Сурет 2);

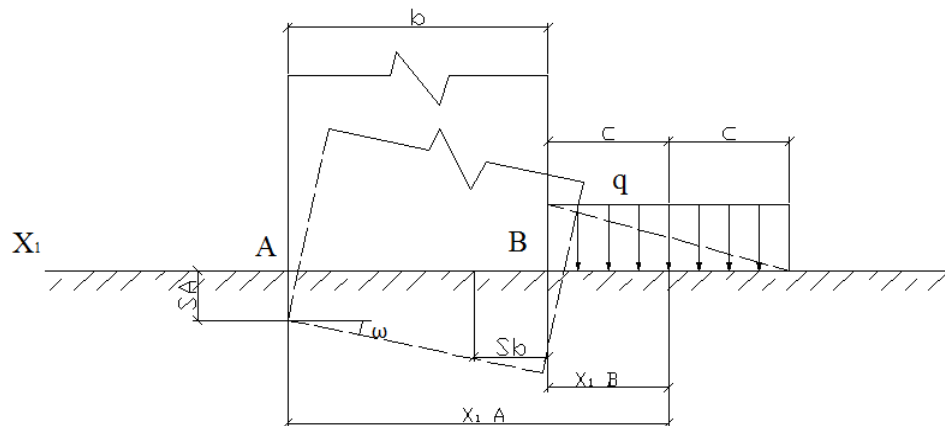
b - жантаю бойлай өтетін ғимарат табанының өлшемі;

$2c$ - қатарлас жүк жолағының ені.

Қатарлас жүкті, толтырылатын құрылыс шұңқырының пішініне байланысты тікбұрышты, үшбұрышты немесе трапеция тәріздес эпюралармен жуықтатуға болады.

4.8.3.4 Тауасты емес негіздердегі ғимараттардың және көлденең жүктеме қабылдайтын (мысалы, сүйеме қабырғалар, ГЭС үймереттері, қарнақтық құрылғылар) ғимарат элементтерінің көлденең ауытқуларының анықтауын, иленгіштік деформациялар аймақтарының дамуын ескеретін есеп әдістерімен жүргізеді. III және IV топтардағы ғимараттардың көлденең ауытқуларын И Қосымшасының сілтемелері бойынша (көлденең ауытқулар шегі үшін) жеңілдетілген әдістермен анықтауға болады.

4.8.3.5 Ғимараттың беріктігімен және орнықтылығымен байланысты, оның қарнақтық құрылғыларының және басқа элементтерінің көлденең ауытқуларының есептеулері, топырақ сипаттамалары мен жүктемелердің шекті күйлердің бірінші тобына сай келетін жағдайларда орындалады.



Сурет 2 – Қатарлас жүктен пайда болған ғимараттың жантаюын анықтауға арналған сұлба

4.8.3.6 t уақытына дейін тұрақтанбаған ғимараттардың көлденең ауытқуларын u_t келесі формуламен анықтайды:

$$u_t = \frac{(\delta_{1,crp} + U_2 \delta_{crp})u}{\delta_{1,crp} + \delta_{crp}}, \quad (35)$$

мұндағы $\delta_{crp}, \delta_{1,crp}, U_2$ - (31) формуладағыдай;

u - Н Қосымшасы бойынша анықталынатын ғимараттың ауытқу шегі (тұрақтанған).

4.8.3.7 $0,75u_{\text{lim}}$ аспайтын ғимараттың шекті көлденең ауытқуы u_u , мұндағы u_{lim} - «ғимарат-негіз» жүйесі, жазық ығысу бойынша шекті тепе-теңдікке жету кезіндегі, келесі формуламен анықталынатын, ғимараттың көлденең ауытқуы:

$$u_{\text{lim}} = u_{\text{lim},pl} \left(\frac{A}{A_{pl}} \right)^{\frac{1-n_i}{2}}, \quad (36)$$

мұндағы $u_{\lim, pl}$ - штамптың шекті ауытқуы;

A_{pl} - штамп ауданы;

A - ғимарат іргетасының ауданы;

n_i - В Қосымшасына сәйкес анықталынатын өлшем.

4.8.4 Сейсмикалық аудандарда тұрғызылатын ғимараттар негіздерін жобалау ерекшеліктері

4.8.4.1 Сейсмикалылығы 7 баллдан төмен аудандарда негіздерді сейсмикалық әсерлерді ескермей-ақ жобалауға болады. Сейсмикалылығы 7, 8 және 9 баллды алаңдарда тұрғызылатын ғимараттардың негіздері, құрылыс алаңының сейсмикалық микроаудандау

мәліметтерін қолдану арқылы, сейсмикалық аудандарда имараттар мен ғимараттарды жобалау бойынша талаптарды ескеру арқылы жобаланады.

4.8.4.2 Сейсмикалық әсерлерді ескеру арқылы негіздерді жобалау, жүктемелердің ерекше біріктірілу түріне сай көтеру қабілеті бойынша есептеулер негізінде орындалады. Ғимарат табанының алдын-ала өлшемдері жүктемелердің негізгі біріктірілу түріне сай (сейсмикалық әсерлерді ескермей) деформациялар бойынша негізді есептеу арқылы анықталынады.

4.8.4.3 Негізді көтеру қабілеті (орнықтылығы) бойынша есептеу, топыраққа ғимараттан берілетін ортадан тыс жүктемелердің тік құрамдасының әсеріне келесі шарт арқылы орындалады:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq}}{\gamma_n}, \quad (37)$$

мұндағы N_a - ерекше біріктірудегі есептік ортадан тыс жүктеменің тік құрамдасы, кН;

$N_{u,eq}$ - сейсмикалық әсерлердің салдарынан топырақтың біржақтық жоғары ығысуы кезіндегі негіздің шекті кедергі күшінің тік құрамдасы, кН;

$\gamma_{c,eq}$ - жұмыс жағдайының сейсмикалық еселігі, сейсмикалық қасиеттер бойынша I, II және III санатты топырақтар үшін сәйкесінше 1,0; 0,8; 0,6 деп қабылданады;

γ_n - ғимараттың қолданылуы бойынша беріктік еселігі.

Ғимарат арқылы топырақа берілетін жүктемелердің көлденең құрамдасы болған жағдайда, негіздің ығысуға деген көтеру қабілеті тексеріледі. Бұл жағдайда ығысу шекті кедергі күшін, сонымен қатар, суға қаңыққан сазбалшықты топырақтардың тура және кері қысымдарының шамаларын анықтау кезінде, есептік сейсмикалыққа байланысты ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндерінің төменделуі ескеріледі.

4.8.4.4 Негіздің көтеру қабілетін (орнықтылығын) тексеру кезінде, орнықтылықтың жоғалуы, келесі мүмкін болатын нұсқалар бойынша жүретінің ескереді (теңәсердің тік және көлденең құрамдастарының арақатынасына, сонымен қатар, ортадан тыс түсу мәніне байланысты): табан бойынша жазық ығысу; терең ығысу; аралас ығысу (табан бөлігі бойынша жазық ығысу және табанның қалған бөлігін құрайтын бет бойынша тереңдік ығысу). Бұл жағдайда, ғимараттың пішіні, оның табанының сипаты, негіз топырақтарының қабаттануы мен қасиеттері ескеріледі.

4.8.4.5 Жалпы жағдайда негіздің көтеру қабілеті (орнықтылығы) бойынша есептеу, ең қауіпті сырғу бетті іздестіруге негізделіп, ығыстырушы және ұстаушы күштердің тепе-теңдігін қамтамасыз ететін шекті тепе-теңдік қағида әдістері арқылы орындалады. Ығысатын топырақ сілемін қозғалмайтынынан ажырататын мүмкін деген сырғу беттерін дөңгелек цилиндрлік, сынық, логарифмдік спираль және т.б. түрінде қабылдайды.

4.8.4.6 Мүмкін деген сырғу беттері топырақ сілемінде осалданған беттермен толық немесе жартылай сәйкес келуі немесе осал топырақ қабаттарымен қиылысуы мүмкін; оларды тандау барысында ғимараттың құрылымдық ерекшеліктеріне байланысты топырақтың ауытқуларына қойылатын шектеулер ескеріледі.

4.8.4.7 Әр мүмкін деген сырғу беті үшін шекті жүктеме есептелінеді. Бұл жағдайда, орнықтылықтың жоғалу кезінде пайда болатын тік, көлденең және аударатын жүктемелер құрамдастарының арасындағы арақатынас қолданылады және жүктемені бір өлшеммен сипаттайды. Бұл өлшем күштердің тепе-теңдік (берілген бағыттаушыдағы проекциясында) немесе аударатын әсер (берілген бағыттаушыға қатысты) шарты бойынша анықталынады. Шекті жүктеме ретінде ең кіші мәні қабылданады.

4.8.4.8 Тепе-теңдікті анықтау барысында қарастырылатын күштердің қатарына ғимараттан түсетін тік, көлденең және аударатын әсерлі жүктемелер, топырақтың салмағы, тандалған сырғу беті бойынша сүзілу күштері, үйкеліс және ілініс күштері, топырақ сілемінің ығыстырылатын бөлігіне түсетін топырақтың тура және (немесе) кері қысымы да еңгізіледі.

Сейсмикалық әсерлерді ескеретін жүктемелердің ерекше біріктірілуге деген есептеулерінде ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәні келесі шарт бойынша анықталынады:

$$\varphi_I^s = \varphi_I - \Delta\varphi, \quad (38)$$

мұндағы φ_I - сейсмикалық әсер ескерілмегендегі ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәні;

$\Delta\varphi$ - есептік сейсмикалыққа байланысты қабылданады: 7 балл болғанда – 2 тең, 8 балл болғанда – 4 тең, 9 балл болғанда – 7° тең болады.

Негізге түсетін сыртқы жүктемелер тең әсерінің көлбеу бұрышы, келесі шарт арқылы анықталынады:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v}, \quad (39)$$

мұндағы F_h және F_v - іргетас табаны деңгейіндегі негізгі түсетін сыртқы жүктемелердің сәйкесінше көлденең және тік құрамдастары, кН.

4.8.4.9 Ерекше біріктірілу түрінде жүктемелерден екі бағытта аударатын әсер пайда болғанда негізді көтеру қабілеті бойынша сейсмикалық төзімділікке есептелуі күштердің және аударатын күштердің әсеріне әр бағытта жеке-жеке орындалады.

4.8.4.10 Негіздерді, сейсмикалық әсерлерді ескере, жүктемелердің ерекше біріктірілу түріне есептегенде, ғимарат табанының топырақтан жартылай ажыратылуы, келесі шарттардың орындалуы кезінде, мүмкін:

- төңкеретін күш әсер ететін жазықтықта есептік жүктеменің ортадан тыс түсуі табан енінің үштен бір бөлігінен аспағанда;

- негіздің шекті кедергі күші, аударатын күш әсер ететін бағыттағы табанының өлшемі, сығылу аймағының өлшеміне $b_c = 1,5(b - 2e_a)$ тең шартты ғимарат үшін анықталғанда.

5 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ ҚОРЛАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ

5.1 Энергия тұтынушылықтың азайтылу ережелері

5.1.1 Негіздерді гидротехникалық ғимараттар үшін энергияны тиімді пайдалану талаптарын ескере жобалайды.

5.1.2 Жобалау барысында нысандардың энергия тиімділігін жоғарылататын талаптарына және басқа да Қазақстан Республикасы бойынша қолданыстағы нормативтік құжаттарға сәйкес шаралар кешенін қарастыру қажет.

5.1.3 Гидротехникалық ғимараттарды жобалағанда, қойылатын негізгі талап-пайдалану кезіндегі экологиялық қауіпсіздікті қамтамасыз ету болып табылады.

5.1.4 Ғимараттар негіздерінің жобаларында, пайдалану мерзімінде энергия мен экологиялық қауіпсіздікті тиімді пайдалану мақсатында мониторинг бағдарламасы қарастырылады, оның басты мақсаты алдын алу және қорғау шараларын қарастыру үшін қажет, қауіпті үрдістер мен құбылыстарды анықтауды қосқандағы ғимараттың құрылысы мен пайдалану қауіпсіздігін қамтамасыз ету болып табылады. Мониторинг бағдарламасында құрылыс кезеңдеріне, пайдалануға беру және ғимараттардың табиғи кешенмен әрекеттестенуінің тұрақтануына дейінгі пайдалану мерзімдеріне ерекше көңіл бөлінеді. Қажет болғанда, бағдарлама нақты жағдайлардың өзгерістеріне байланысты, әр кезеңде нақтыланып отырылады.

5.1.5 Мониторинг бағдарламасына, ғимараттың тобы мен оның конструктивтік ерекшеліктеріне және жобалық шешімдердің жаңалығына, геологиялық, гидрогеологиялық, геокриологиялық, сейсмикалық жағдайларына, орнатылу тәсілдері мен пайдаланылу талаптарына байланысты болмыстық бақылаулар енеді. Бақылаулар кезінде:

- ғимараттың және оның негізінің шөгулері, көлденең ауытқулары мен жантаюлары;
 - негіз топырағындағы және топырақтық ғимараттағы температура (қатаң климаттық жағдайлардағы құрылыс кезінде, орташа жылдық ауа температурасы 1 °C төмен болғанда);
 - негіздегі және топырақтық ғимараттағы судың пьезометриялық қысымы (депрессия бетінің орны);
 - ғимараттың негізі арқылы сүзілетін судың шығыны;
 - кәріздердегі, сонымен қатар, коллекторлардағы сүзілген судың химиялық құрамы, температурасы мен лайлығы;
 - кәріздік және сүзілуге қарсы құрылғылар жұмысының тиімділігі;
 - ғимарат негізіндегі деформациялар мен кернеулер;
 - ғимарат негізіндегі кеуектілік қысым;
 - негізге түсетін сейсмикалық әсерлер;
- анықталады.

Көрсетілген көрсеткіштер құралдармен өлшеу нәтижелерін қолдану арқылы іске асырылады. Құралдық бақылауларға қосымша, негіз бен топырақтық ғимаратта пайда болатын жағымсыз үрдістерді тез анықтау үшін көзбен шолып байқаулары қарастырылады. Мониторинг жүйесіндегі болмыстық бақылаулардың құрамы мен көлемі,

мүмкін деген апаттар мен келеңсіздіктердің даму барысының болжамына сәйкес, сонымен қатар, төтенше жағдайлардың алдын алу мақсатында, қабылданады.

5.2 Табиғи қорларды ұтымды пайдалану

5.2.1 Гидротехникалық ғимараттардың негіздерін жобалау барысында қоршаған ортаға деген шектік рауалы жүктемелер ескеріледі, сонымен қатар, сенімді және тиімді қорғаныс шаралары, зиянды қоқыстардан тазарту, оларды жою, қор үнемдейтін, аз шығынды және шығынсыз технологиялар мен өндірістер ендірілуі қарастырылады.

5.2.2 Гидротехникалық ғимараттарды жобалау мемлекеттік қорлардың, мысалы: су, жер, биологиялық әр түрлілік, энергетикалық қорлар, ауаның сапасы және басқа да қоғам мүдделеріндегі табиғи қорлардың саналы сақталуы енеді.

5.3 Қоршаған ортаны қорғау

5.3.1 Гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау үшін, ғимараттардың қауіпсіздігін, сенімділігін, төзімділігі мен үнемділігін қамтамасыз ететін шешімдер, сонымен қатар, олардың құрылысының және есептік падалану мерзімінің барлық кезеңдерінде қоршаған ортаны қорғау шаралары, қарастырылады. Бұл үшін жобалау кезінде келесі жұмыстар атқарылады:

- жобаланатын ғимараттың, геологиялық ортамен әрекеттестік аймағындағы инженерлік геологиялық жағдайларды бағалау және олардың пайдаланылуы мен құрылыс кезеңдеріндегі өзгеруін болжау;

- ғимараттың орнықтылығы мен негіздің көтеру қабілетін есептеу;

- ғимараттың өз салмағынан, су, топырақ қысымдарынан, сейсмикалық және т.б әсерлерден туындайтын және ғимараттың құрылысы мен пайдалану кездеріндегі топырақтардың құрылымы мен қасиеттерінің өзгеруі, соның ішінде, топырақтардың тондану мен жібуі ескеріліп, «ғимарат-негіз» жүйесінің деформацияларын есептеу;

- негіздің сүзілу беріктігін, ғимаратқа судың қарсы қысымы мен сүзілу шығынын, сонымен қатар, қажет болғанда – негіздің кернеулік күйі өзгергендегі көлемдік сүзілу күштері мен сүзілу жағдайының өзгеруін есептеу;

- ғимараттың орнықтылығы мен негіздің көтеру қабілетін, ғимараттың және оның негізінің талап етілетін төзімділігін, сонымен қатар, қажет болғанда «ғимарат-негіз» жүйесінің кернеулік деформациялық күйінің өзгеруін, ауытқуларының азаюын қамтамасыз ететін, қарсы қысым мен сүзілу шығынын төмендететін инженерлік шараларды дайындау;

- жағымды қоршаған ортаны сақтауға немесе экологиялық жағдайды табиғи жағдаймен салыстыра жақсартуға бағытталған шараларды дайындау;

- негіздің сенімділігіне қатысты қауіпсіздік декларация бөлімдерін дайындау.

5.3.2 Гидротехникалық ғимараттар негіздерін жобалау барысында қоршаған ортаны, соның ішінде, маңайында орналасқан алаңдарды су басуы мен су алуынан, жерасты суларын өндірістік ағыстармен ластануынан қорғау, сондай-ақ, жағалаулық тұтасулары мен су қоймаларында жағымсыз құбылыстарды (жобалық емес толқын, тірейтін қысым

деңгейінен асып кету) туғыза алатын жағалаулық құламалардың шөккінінің және басқа да үрдістердің, сонымен қатар, қысым шебінің негізгі ғимараттары бұзылуының алдын алу инженерлік шаралары қарастырылады.

5.3.3 Аймақтарды су басу мен су алудан, өндірістік ағыстар әсерінен жерасты суларының ластануынан қорғау үшін құрылыстық суды төмендету жобаланады.

5.3.4 Құрылыстық суды төмендетудің мақсаты, құрылыс шұңқыры қазылатын жердегі су тасымалдаушы топырақтарда, сонымен қатар, құрылыс шұңқырының табанынан суөтпеспен бөлінген су тасымалдаушы топырақтардағы артық қысымды түсіру үшін, барлық құрылыс кезеңінде, депрессиялық құйғышты туғызып және сақтау болып табылады.

5.3.5 Құрылыстық суды төмендетуге құрылыс өндірісінің жобасы құрылады, оған бақылау қызметіне қажетті барлық материалдар енгізіледі:

- а) құрылыстық суды төмендету жүйесінің құрылыстық бас жоспары;
- б) гидрогеологиялық және геодезиялық бақылаулар жүргізу бағдарламасы.

5.3.6 Гидротехникалық ғимараттар негіздерінің орнықтырылу жобасының экологиялық негіздемесіне, ғимаратты тұрғызу және пайдалану кезеңдерінде, табиғи ортаға антропогендік араласудың рауалы деңгейінен асып кетпеді қарастыратын және табиғи ортаның сақталуын қамтамасыз ететін табиғатты сақтау кешенінің және деструктивтік үрдістердің алдын алу шаралары енеді. Табиғи күйімен салыстырғанда экологиялық жағдайдың жақсаруына апаратын (рекреациялық аймақтарын құру, жердің құнарлылығын қалпына келтіру және оларды адамның шаруашылық қызметіне қатыстыру және т.б.). шаралар қарастырылады. Бұл жағдайда тек негізгі ғимараттар орналасу ауданы ғана емес, сонымен қатар, құрылыс және пайдалану кезеңдеріндегі су қоймасы мен төменгі бьефтің әсер ететін аймағы да қарастырылады.

5.3.7 Құрылыс кезінде пайдалынатын материалдар (әкелінген немесе жергілікті), химиялық қосындылар мен реагенттер, материал түрінде және олардың адам мен табиғи ортаға тигізетін әсерлерінің нәтижелері ретінде санитарлық және экологиялық сараптамадан өтеді.

5.3.8 Қоршаған ортаны қорғау бойынша инженерлік шаралар, ғимараттың және оның негізінің құрылысы мен пайдалану кездеріндегі күйіне болмыстық бақылаулар жүргізу, жеке элементтер мен бүкіл «ғимарат-негіз» жүйесінің сенімділігін жедел бағалау, жүйедегі ақаулар мен зақымдалуларды дер кезінде анықтау, апаттардың алдын алу, пайдалану жағдайларын жақсарту, сонымен қатар, қабылданған есептеу әдістерінің дұрыстығын бағалау және оларды жетілдіру үшін бақылаулық-өлшеу аппаратурасын (арғы қарай, БӨА) орнатуды қарастырады.

5.3.9 Геотехникалық бақылау, БӨА жобасында қарастырылған бақылаулық-өлшеу аппаратурасының орнатылуын тексереді. БӨА құрамына келесі аспаптар кіреді:

- топырақ сулары жылдамдығын және пайдалану кезеңіндегі депрессиялық қисықтың орнын анықтауға арналған пьезометрлер;
- су төмендету әсеріндегі аймақтарда орналасқан аймақтар мен ғимараттардың мүмкін деген деформацияларын анықтауға арналған реперлер мен маркалар;
- су төмендету жүйесін пайдалануға қажет басқа да өлшеу құралдары (су шығынын өлшеуге арналған науалар, құлама пішінінің өзгерісін өлшеуге арналған үлгілер және т.б.).

5.3.10 Ғимаратты пайдалану және қоршаған орта қауіпсіздігін қамту бойынша болмыстық бақылаулардың басты мақсаты, ғимараттардың табиғи ортамен әрекеттестену үрдістердің қауіпті дамуын анықтау болып табылады. Бақылаулар кезінде келесі жұмыстар атқарылады:

- су торабының құрылысы және пайдалану кезеңіндегі инженерлік-геологиялық жағдайының өзгерістерін, соған қоса, жер бедерінің өзгеруін, геологиялық құрылымды, гидрогеологиялық жағдайларды, топырақтардың құрамын, құрылымы мен қасиеттерін, инженерлік геологиялық үрдістердің қарқындылығын бағалау;

- шөгінділердің, лымсыз шөгінділердің, ауытқулардың, деформациялардың, жарықтар пайда болуының, сүзілу шығындардың және басқа да жобалық емес ахуалдардың себептерін анықтау;

- апаттық ахуалдардың және осымен байланысты зияндардың ықтималдығы бағаланған, технотабиғи үрдістер өзгерістерінің уақыт және кеңістік бойынша сапалық және сандық болжамы;

- негіздегі лымсыз үрдістердің одан әрі дамуының алдын алу, оның қалыпты жұмыс істеу жағдайларын қайтару, қорғау әдістерін негіздеу, іс-шараларын дайындау.

5.3.11 Сейсмикалығы 7 балдан және одан жоғары аудандарда орналасқан I топтағы гидротехникалық ғимараттарда және сейсмикалығы 8 балдан және одан жоғары аудандарда орналасқан II топтағы гидротехникалық ғимараттарда, ғимараттың динамикалық паспорты, сонымен қатар, арнайы бақылаулар жүргізіледі.

5.3.12 Ғимараттардың негіздері мен табиғи ортаның ғимаратпен әрекеттестену аймағындағы болмыстық бақылаулардың құрамы мен көлемі, төтенше және апаттық ахуалдардың пайда болу себептерінің негізінде, мониторинг жобасында, олардың дер кезінде алдын алу мақсатымен анықталынады.

5.3.13 Қоршаған ортаны қорғау үшін келесі жайттарды:

- құрылыстық-климаттық аймақтағы тоғандар негізінің температуралық күйін, әсіресе, мерзімді тоңданатын тоғандарда тоңдық бүркеулердің өлшемдерін (тереңдігін, енін, тұтастығын) бағалау үшін және тоғанның жоғарғы призмасының астында дамиды жібү аймағының шекаралары және олардың уақыт бойынша өзгеруін;

- жібіген тоңдардағы тоғандар негізіндегі арна астылық жібүдің жылдамдығы мен даму шамаларын нақтылануын; негіздің жібитін аймағындағы топырақтардың физикалық-механикалық және сүзілу қасиеттері көрсеткіштерінің өзгеруін анықтау мақсатында геотермиялық бақылаулар жүргізіледі.

5.3.14 Геотермиялық бақылауларға:

- термодатчиктардың (терморезисторлардың, кедергінің термометрлары) жиынтықтарымен (гирляндаларымен) жабдықталған геотермиялық ұңғымалар желісі бойынша негіз топырағы температурасының күйлік өлшеулері;

- негіздегі тоңданған және жібіген аймақтардың бөліну шекаралары мен олардың шектеріндегі топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерін әдістер жиынтығымен нақтылайтын геофизикалық зерттеулер енеді.

А қосымшасы
(міндетті)

Топырақтардың беріктік және деформациялық сипаттамаларының мәндері

Ішкі үйкеліс өлшемдерін ($tg\phi', c'$), сүзілулік нығая сығылудың еселігін c_v және бастапқы кеуекті қысым еселігін K_u үш бағытта сығу әдісімен, тығыздалу алдындағы қысымды p'_c компрессиялық сығу және аса тығыздалу еселігі OCR әдісімен анықтау

Осы қосымшада, топырақтардың үйкеліс өлшемдерінің тиімді кернеулерде анықталуының дәлдігі мен нақтылығын жоғарылатуға бағытталған, сонымен қатар, қосымшаның атында көрсетілген өлшемдерді анықтауға ұсынылған әдістер берілген.

Ішкі үйкеліс еселігі ($tg\phi', c'$), нығая сығылу еселігі c_v мен бастапқы кеуекті қысым K_u еселігінің шамаларын үш бағытта сығу әдісімен анықтау

А.1 Топырақ сынамасын сынақтауға дайындау.

А.1.1 Топырақ сынамасын топырақ қанқасындағы тиімді кернеулер мен кеуектілік қысым шамалары бойынша оны табиғи күйіне сәйкес күйге келтіру үшін “қайта жүктеу кезеңі” деп аталатын шаралар кешені орындалады.

А.1.2 Топырақ сынамасының “қайта жүктеу” кезеңі алдында сынамаға табиғи жағдайларда әсер еткен кернеулер есептеледі: толық тік кернеу $\sigma_{1,0}$ және толық көлденең кернеу $\sigma_{3,0}$. Мұндағы және мұнан былай "0" белгісі, өлшем мәнінің табиғи күйде жату жағдайларына қарасты екенін білдіреді.

Толық кернеулердің ең жоғары мәндерін, жабдық мүмкіндігін ескеріп қабылдаған жөн: аспап камерасындағы рауалы қысым мен тік кернеу тударатын ең жоғары пресс күші. Топырақтардың механикалық қасиеттерінің көрсеткіштерін анықтау кезінде кернеулік күй келесі формула бойынша анықталынатын тиімді кернеулермен $\sigma'_{1,3}$, бағаланады:

$$\sigma'_{1,3} = (\sigma_{1,3} - u), \quad (A.1)$$

мұндағы u - кеуектілік қысым, $\sigma_{1,3}$ - толық кернеу.

Топырақ сілемінің (негіздің) зерттелетін қабатындағы табиғи кеуектілік қысым келесі формула бойынша есептеледі

$$u_0 = \rho_w g z_w, \quad (A.2)$$

мұндағы u_0 - монолит алынған белгідегі сілемнің кеуектілік қысымы, кПа;

ρ_w - кеуектілік судың тығыздығы, т/м³;

g - еркін құлау үдеуі, м/с²;

z_w - топырақ сулары деңгейіне қарасты топырақ сынамасы алынған тереңдік, м.

Табиғи тиімді тік кернеу келесі формула бойынша анықталады

$$\sigma'_{z,0} = \rho g(z - z_w) + (\rho - \rho_w)gz_w, \quad (\text{A.3})$$

мұндағы ρ - топырақтың тығыздығы, т/м³;

$\sigma'_{1,0}$ - тиімді тік кернеу, кПа;

z - топырақ бетінен өлшенген топырақ сынамасы алынған тереңдік, м.

Өзендік немесе теңіздік акватория түбінде орналасқан топырақ сілемінен сынамалар алу барысында, кеуектілік қысымға топырақ бетінің деңгейіндегі (су бағанасының қысымы) судың қысымын қосу қажет, ал топырақ сілемін суға толық қаңыққан деп санау керек ($z_w = z$).

Үлкен тереңдіктен алынған топырақ сынамасын сынақтау барысында есептік кеуектілік қысым u_0 мәнін 300 кПа шектеуге болады, әдеттегідей, бұл кезде газ тәріздес құрылымдастың толық еруі қамтамасыз етіледі.

Табиғи күйде жату жағдайындағы тиімді көлденең кернеу $\sigma'_{3,0}$ келесі формула бойынша анықталады:

$$\sigma'_{3,0} = k_0 \sigma'_{1,0}, \quad (\text{A.4})$$

мұндағы k_0 - бүйірлік қысым еселігі (А.1 кесте бойынша қабылданады).

Кесте А.1

Топырақ	k_0 мәні
Құм	0,35-0,55
Құмайт	0,40-0,55
Саздақ	0,50-0,60
Сазбалшықтар:	
$I_l < 0,25$ кезде,	0,33-0,60
$0,25 < I_l < 1,0$ * кезде	0,60-0,82
Ескертулер	
1 Топырақ сілемінде кеуектілік қысымды u_0 , тиімді тік $\sigma'_{1,0}$ және көлденең $\sigma'_{3,0}$ кернеулерді есептеу негізде салыстырмалы суөтпес бар болуын ескеру арқылы (сүзілу еселігінің мәні төмен сазбалшықты топырақтардың қабаттары). Бұл жағдайда, суөтпес төмен жатқан, су өткізгіштік қабаттың жабындысы бойынша тиімді тік кернеулер суөтпес қабат табанынан төмен жатқан толық кернеулерге тең.	
2 Тұнбалы және аққыш иленгіш сазбалшықты топырақтар (саздар) үшін $k_0 = 1,0$.	
3 Айтарлықтай аса нығайтылған топырақтар үшін ($OCR > 4$ кезде) $k_0 \geq 1,0$ деп қабылданады.	

А.2 Сынаманы қайта жүктеу кезеңі келесі түрде орындалады.

А.2.1 Сынақтаулар жүргізу кезінде қарсы қысым жүйесінде ауасы кетірілген суды пайдаланған жөн. Сынаманы аспап камерасына орнату барысында, сынама беттері мен созылмалы қабықша, сондай-ақ, жоғарғы және төменгі штамптар араларындағы түйісулерде ауаның қысылып қалуын болдырмаған жөн. Бұл үшін, сынаманы орнатпас бұрын, штамптарға су жеткізетін құбырлар жүйесін және штамптардағы саңлауларды, штамп бетіне су шыққанша және ауа түйіршіктері ығыстырылғанша, ауасы кетірілген сумен толтыру керек. Сынама мен созылмалы қабықша арасына ауа қысылып қалмау үшін:

а) былбырамайтын және ісінбейтін топырақтарды сынақтау кезінде, сынаманы ауасы кетірілген сумен толтырылған контейнерге 1-2 мин салып қою;

б) осал немесе ісінгіш топырақтар сынамаларын сынақтау кезінде, резиналық қабықшаның, тура сынамаға кигізілер алдында, ауасы кетірілген контейнерге міндетті түрде салынып қойылуы;

в) топырақтарды, созылмалы қабықшасы қоса дайындалған аспаптарда сынақтау кезінде, камера және топырақ пен қабықша арасындағы саңлаудың, ауасы кетірілген сумен толтырылуын қамтамасыз ету; ұсынылады.

А.2.2 Сынаманы орнату, аспап камерасын орнату және толтыру, өлшеу жүйелерін орнату және қосу аяқталған соң, сынамадан су сығылу жолы жабылады да, аспап камерасындағы орташа қысымның σ , (А.4) формуласы бойынша А.1.2 сәйкес есептелінген мәніне дейін $\sigma'_{3,0}$ жоғарылатылуы жүргізіледі.

Аспап камерасындағы қысымның жоғарылатылуы сатылармен $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ жүргізіледі. Сатылар шамасы әдетте 20-50 кПа аспайды (қатты күйдегі топырақтар үшін, негіздеме болған жағдайда, сатылар шамасы 100-200 кПа дейін өсірілуі мүмкін). Әр сатыда жүктемені ұстау уақыты 15 мин кем болмауға тиісті. Осы уақытта кеуектілік қысымның u өлшенуі жүргізіледі. Жүктеменің әр сатысында $B = \Delta u / \Delta\sigma$ өлшем шамасының мәндері анықталынады, мұндағы Δu - орташа қысым, $\Delta\sigma$ сатысына жоғарылағандағы кеуектілік судағы қысымның өсімшесі.

А.2.3 Толық кернеулердің $\sigma_1 = \sigma_3$ мәні $\sigma'_{3,0}$ мәніне жетуі кезінде, кеуектілік қысым шамасына байланысты, А.2.3-А.2.6 көрсетілген әрекеттер жүргізіледі.

Егер толық кернеулердің $\sigma_1 = \sigma_3$ мәндері, $\sigma'_{3,0}$ мәндеріне жеткеннен кейін, кеуектілік қысым іс жүзінде жоқ болса $u \leq 0$ (ақырғы сатыдағы B өлшемінің мәні $< 0,3$), онда топырақтың суға қаңығу еселігінің S_r есептік мәніне $S_{r,p}$ деген қатынасы анықталынады. Егер қатынас $S_r / S_{r,p} \geq 0,95$ болса, онда қайта жүктеу кезеңі аяқталған болып саналады.

Егер $S_r / S_{r,p} < 0,95$ болса, онда қайта жүктеу кезеңі қарсы қысым әдісі бойынша жалғасады. Қарсы қысым жүйесі ашылып, толық кернеулері $\sigma_1 = \sigma_3$ мен үлгілердегі кеуектілік қысым мәндерін (күштеп) $\Delta\sigma = \Delta u$ саты шамасына жоғырылатады. Сынаманың қарама қарсы жағында кеуектілік сұйықтағы қысым u' өлшеуі жүргізіледі. σ және u шамалары $u' - u$ айырмасы Δu шамасынан 5% азаймағанша тұрақты күйде

сақталады. Егер сынаманың қарама қарсы жағындағы кеуектілік қысым шамасын өлшеу мүмкін болмаса, онда СП 50–101 бойынша, жүктемені ұстап тұру уақыты қарсы қысым жүйесіндегі сұйықтың деңгейінің тұрақтануымен (немесе топырақ сынамасында сұйықтың ағыны болмауымен) анықталынады. Аспап камерасындағы толық және кеуектілік қысымдарды сатылы түрде жоғарылату рәсімі, кеуектілік қысым шамасы табиғи күйде жату жағдайларындағы u_0 шамасына жеткенге дейін жүргізіледі. Осы рәсімдегі сатылар шамасы $\Delta u = \Delta \sigma = 50$ кПа аспауы тиісті. Осымен, қайта жүктеу кезеңі бітті деп саналады.

А.2.4 Егер толық кернеулердің $\sigma_1 = \sigma_3$ мәндері $\sigma'_{3,0}$ мәндеріне жеткеннен кейін, сынамада кеуектілік қысым $0 < u < u_0$ пайда болса және ақырғы сатыдағы V өлшемінің мәні $> 0,3$, онда орташа толық кернеулердің $\sigma(\sigma_1 = \sigma_3)$ сатылы жоғарылатылуы, кеуектілік қысымның міндетті өлшенуімен, жабық жүйе жағдайларында жалғастырылады. Толық кернеулердің $\sigma_1 = \sigma_3$ жоғарылатылуы келесі: а) сынамалардағы тиімді кернеулер $\sigma'_1 = \sigma'_3 = (\sigma_3 - u)$ негіздегі тиімді көлденең кернеулерге $\sigma'_{3,0}$ тең және бұл жағдайдағы кеуектілік қысым u есептік мәнінен u_0 аспайтын; б) кеуектілік қысым u есептік мәніне u_0 жеткен уақытта (бұл кезде тиімді кернеулер $\sigma'_1 = \sigma'_3$, $\sigma'_{3,0}$ есептік мәнінен асады). Сатылар шамасы $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = 50$ кПа аспайды (қатты күйдегі топырақтар үшін сатылар шамасы 100-200 кПа дейін өсірілуі мүмкін), әр сатыдағы кернеулердің өсімшесін ұстау уақыты 15 мин кем болмауға тиісті жағдайлар орындалмағанша жүреді.

А.2.5 Егер А.2.4 бойынша амалдар нәтижесінде $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$ болса, $u < u_0$, онда қарсы қысым жүйесінде u_0 қысымы туғызылады да, су сығылу жолы ашылады, қайта жүктеу А.2.3 жазылғандай, қайта жүктеу кезеңі аяқталғанша, қарсы қысым әдісі бойынша орындалады ($\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$; $u = u_0$; $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$).

Егер А.2.4 бойынша жағдайлар кезінде $u = u_0$, $\sigma'_1 = \sigma'_3 < \sigma'_{3,0}$ болса, онда қарсы қысым жүйесінде u_0 қысымы туғызылады да, су сығылу жолы ашылады. Толық кернеулердің $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$ мәндеріне дейін жоғарылатылуы жүргізіледі. Сатылар шамасы $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = 50$ кПа аспайды. Әр сатыдағы қысымды ұстап тұру уақыты сынамадағы деформацияның тұрақтануы бойынша анықталынады (қарсы қысым жүйесіндегі сұйықтық деңгейінің (ағынның) тұрақтануы бойынша бақылануы мүмкін).

А.2.6 Тоңазытылған топырақтардың сынақталу кезінде, тиімді кернеулер мен кеуектілік қысым бойынша қайта жүктеу үрдісі, температураның берілген мәніндегі жылулық күйдің тұрақтандырылуымен қоса жүргізіледі.

Су сығыла алмайтын нығая сығылу сынақтары

А.3 Су сығыла алмайтын нығая сығылу сынақтары келесі мәндерді анықтау үшін жүргізіледі:

тиімді ішкі үйкеліс бұрышын ϕ' ;

тиімді ілініс күшін c' ;

нығая сығылудың сүзілу еселігін c_v ;

бастапқы кеуектілік қысым еселігін K_u .

Барлық сынақталатын топырақтар үшін, олардың физикалық сипаттамалары мен түйіршіктік құрамы анықталынады.

А.4 Нығая сығылу, қайта жүктеу кезеңінде анықталған тұрақты қарсы қысым кезінде жүргізіледі. Нығая сығылу қысымдарына (камерадағы және қарсы қысымдар айырымы), нығая сығылу аяқталған кездегі σ'_3 қысым мәндерінің бір бірінен айырмашылығы, сынама алынған нүктедегі $\sigma'_{3,0}$ қысым шамасының 40-50% тең, бірақ оңай иленгіш және аққыш саздар ($0,5 < I_L < 1$) үшін 20 кПа, ал, иленгіштік көрсеткіші қаттылау топырақтар үшін 50 кПа кем емес етіліп таңдалатын бір монолиттің топырақ сынамалары үшін тапсырмада көрсетілген құрылыс жүктемелерінің аралығы енеді. Нығая сығылу кезіндегі қысым аспаптың камера конструкциясының рауалы қысым шамасынан асып кетпес үшін қарсы қысым $u = u_0$ немесе төменірек етіліп алынады.

Қарсы қысымның рауалы төмендетілуі, қайта жүктеу кезеңіндегі B өлшемі 0,95 жоғары болу (сынаманың суға толық қаныққанын және газ фазасының ерігенін білдіреді) кезіндегі кеуектілік қысым шамасымен шектеледі.

А.5 Сынақтауың басында (қайта жүктеу кезеңі аяқталғаннан кейін) сынамадан су сығылу жолы жабылады да, сынамаға түсірілетін орташа толық кернеудің $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ жоғарылатылуы, 50 кПа аспайтындай сатылармен жүргізіледі. Толық кернеулердің соңғы мәні $\sigma'_{1,0} + \sigma'_c$ шамасымен анықталынады, мұнда σ'_c - монолит алынған тереңдікте, ғимараттан түсетін құрылыстық қатарлас жүктен пайда болған тік кернеу. σ'_c мәні, сынақтаулар кезінде А.4 талаптарын қаңағаттандыру үшін, не ұлғайтылуы, не азайтылуы мүмкін. Жүктеудің әр сатысында 15 мин кем емес уақыт бойынша ұстау жүргізіледі және кеуектілік қысым өлшенеді. Толық суға қаңықпаған топырақтар үшін ($B < 0,95$, құрамында ерітілмеген газ бар) қайта жүктеу кезеңінен кейін және А.5 талаптарының орындалу нәтижелері бойынша әр сынақтауда бастапқы кеуектілік қысым еселігінің K_u жеке мәндері кеуектілік қысымның Δu уақыт бойынша әсер етуші кернеулердің $\sigma_0 = (\sigma'_{1,0} + \sigma'_c)$ түсетін кернеуге σ_0 қатынасы ретінде анықталынады

$$K_u = \Delta u / \sigma_0. \quad (A.5)$$

Кеуектілік қысым еселігінің нормативтік және оған тең есептік мәні ($K_u^n = K_u$) олардың жеке мәндерінің орташа арифметикалық өлшемі ретінде анықталынады.

А.6 Нығая сығылу кезеңінің мақсаты – сынаманы, су сығылу жолы ашық кезде, беріктік қасиеттері, сондай-ақ, деформациялық көлемдік сығылу модулі анықталуы тиіс, тиімді кернеулер бойынша тепе-теңдік жағдайға келтіру. Сазбалшықты топырақтар үшін осы кезеңде алынған мәліметтер, сүзілулік нығая сығылу еселігін c_v анықтау, сонымен қатар, қирау (ығысу) кезеңінде сынаманың деформациялану жылдамдығын есептеу үшін қолданылады. Нығая сығылу, топырақтың табиғи күйде жату жағдайларына сәйкес, мәні тұрақты қарсы қысым кезінде жүргізіледі (егер сынақтау бағдарламасында басқа

нұсқаулар болмаса).

А.7 Нығая сығылу кезеңі қарсы қысым жүйесінің ашылуымен орындала басталады. Сынаманың көлемдік деформациясы нығая сығылу барысында қарсы қысым жүйесі көмегімен сынамадан шыққан кеуектілік сұйықтықты өлшеу арқылы орындалады. Шыққан сұйықтықтың көлемін өлшеу (ал қажет болғанда, кеуектілік қысым шамасын да) кезінде өлшеу аралығы біртіндеп ұзартылады, мысалы, әр 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 15 және 30 мин, әр 1, 2, 4 және 8 сағ. және әрі қарай әр жұмыс уақытының басы мен соңында.

Нығая сығылуды жүргізу кезінде, аспаптардың конструкциялық мүмкіншіліктері мен сынақтар бағдарламаларын ескеріп, сынамадан бір немесе екі жақты су сығылу сұлбаларын пайдалану ұсынылады.

Бір жақты су сығылу сұлбасы және су сығылатын жаққа қарама қарсы жағынан кеуектілік қысым өлшейтін датчик қолданылғанда, нығая сығылу үрдісін бақылауды кеуектілік қысым бойынша жүргізуге болады. Бұл жағдайда, қарсы қысым мен кеуекті қысымды теңестіру, шартты тұрақтану сынақтағышы болып табылады.

А.8 Өлшеулер нәтижелері бойынша, 90%, 100% және 50% нығая сығылулардың уақыттары t_{90} , t_{100} , t_{50} анықталынатын графиктер салынады $\Delta V = \lg(t)$ және кеуектілік қысым өлшенген жағдайда $-u = f(t)$.

Нығая сығылуды, графиктер бойынша анықталған 100% сүзілулік нығая сығылу уақытынан кейін, кемі бір тәулік жалғастырған жөн.

А.9 Сүзілулік нығая сығылу еселігінің жеке мәндерін $c_{v,i}$ «уақыттан шаршы түбір асты» әдісі арқылы келесі формула бойынша есептейді:

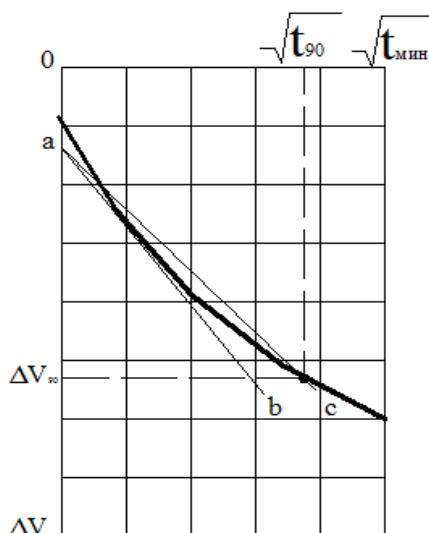
$$c_v = \frac{T_{90} h^2}{t_{90}}, \quad (\text{A.6})$$

мұндағы T_{90} - нығая сығылу дәрежесіне сәйкес 0,90, 0,848 тең еселік (уақыт факторы);

h - сынама биіктігі (бастапқы биіктік пен нығая сығылу сынағы аяқталғаннан кейінгі биіктік арасындағы орташасы), екі жақты сүзілу кезінде, $h/2$ тең етіліп қабылданады;

t_{90} - уақыт, мин.

90%-дық нығая сығылудың уақыты келесі түрде анықталынады (Сурет А.1).



Сурет А.1 –90% бастапқы нығая сығылуды графикалық тәсілмен анықтау

Нығыздалу қисығының бастапқы сызықты жеріне жанама ab түзуін жүргізеді, содан кейін, абсциссалары ab түзуінің абсциссаларынан 15% артық ac түзуі жүргізіледі. ac түзуінің нығыздалу қисығымен қиылысуы, бастапқы нығая сығылудың 90% сәйкес келетін нүктені береді.

100%-ды сүзілулік нығая сығылудың уақыты, $\sqrt{t_{100}}$ шамасынан табылады, ол $\Delta V = \Delta V_{90} / 0,9$ сәйкес келетін көлденең түзу сызықтың нығыздалу қисығымен қиылысу нүктесі түрінде анықталады.

А.10 $c_{v,i}$ «уақыт логарифмі» әдісі арқылы анықталады.

А.11 Нығая сығылу еселіктерінің нормативті және оған тең есептік мәндері ($c_{v,n}$ және c_v) жеке мәндерінің $c_{v,i}$ орташа арифметикалық өлшем ретінде анықталады.

c_v мәндері, зертханалық сынақтауларға берілген тапсырмада көрсетілген жүктемелер аралығында анықталады. Егер, аралық нығая сығылу кезіндегі жүктемелер шегінен шығатын болса, онда ақырғы жүктемелер сәйкесінше жылжытылады.

А.12 Нығая сығылу аяқталғаннан кейін су сығылу жүйесі жабылып, топырақ сынамасы қирағанша тік жүктемелермен жүктеледі. Жүктеу, сынаманың тік деформациясының ε_1 тұрақты жылдамдығымен немесе $\sigma_3 = const$ кезінде тік жүктемені сатылы түрде жоғарылатылуымен жүзеге асырылады.

Тік деформация жылдамдығы ε_1 келесі түрде тандалады.

А.8, А.9 сілтемелеріне сәйкес 100% дық сүзілулік нығая сығылудың уақыты t_{100} анықталады. Тік деформациялар жылдамдығы, осы топырақ сынамаларының бұрынғы сынақтау кезінде алынған шекті тік деформациялар ε_1^p мәндерін немесе құмайттар үшін - 0,10, саздақтар үшін - 0,15, сазбалшықтар үшін - 0,20, t_{100} шамасына бөлу арқылы табылады

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^p / t_{100}, \quad (\text{А.7})$$

мұндағы ε_1 - тік деформациялар жылдамдығы.

Күштеулік жүктеу әдісі кезінде сатылар шамасы, қирауға дейін жүктеменің 8-10 сатыларын алу қажеттілігі бойынша анықталынады. Әр сатыдағы уақыт бойынша ұстау, уақыт шамасын t_{100} саты санына бөлу арқылы табылады.

Сынақтау үрдісі кезінде аспап камерасындағы қысым, топырақ сынамаcына түсетін тік жүктеме, тік ауытқулар, кеуектілік қысым мәндерін жазып алады.

Сынақтаулар орнатылған сынақтағыштарының біреуі орындалғанда аяқталады.

А.13 Сынақтаулар нәтижелері бойынша шекті тепе-теңдікке сәйкес келетін тиімді кернеулердің жеке мәндері $\sigma'_{1,1tm}$ және $\sigma'_{3,1tm}$ анықталынады. Бір топырақ түрі үшін әр түрлі сынақтардан алынған бұл мәндердің жиынтығы статистикалық әдістер арқылы беріктік қасиеттерінің нормативтік $(tg\phi'_n, c'_n)$ және есептік $(tg\phi'_{I,II}, c'_{I,II})$ мәндерін анықтауға қолданылады.

Тығыздалу алдындағы қысымды p'_c компрессиялық сығу және аса тығыздалу еселігі OCR әдісімен анықтау

А.14 p'_c мәнін анықтау диаметрі 50 және/немесе 70 мм, биіктігі 20 ± 2 мм сынамаға 0,006-1,0 МПа дейін тік кернеулердің түсірілуін қамтамасыз ететін, компрессиялық аспаптарда орындалады.

А.15 Сынамаларды жүктеу 0,006-1,0 МПа кернеулерге дейін сатылармен жүргізіледі (сынаманың жату тереңдігіне және алдын ала нығыздалу қысым шамасына байланысты). Әр сатыдағы жүктемені алдыңғы саты жүктемесінің екі еселенген мәніне тең етіп қабылдаған жөн, мысалы: 0,012; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2 және т.т., МПа. Күтілетін p'_c мәндер шектерінде жүктемелердің қосымша сатыларын қарастыру ұсынылады. Әр сатыдағы жүктемені ұстаудың қажетті уақыты кемі 24 сағатты құрайды.

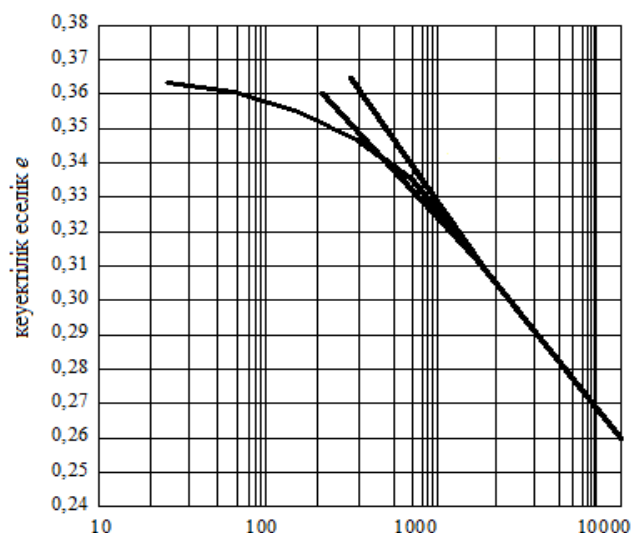
А.16 Барлық сынақталатын топырақтардың физикалық қасиеттері мен түйіршіктік құрамын анықтау керек.

А.17 p'_c жеке мәндерін анықтау Казагранде әдісімен компрессиялық қисықтар бойынша анықталынады, ол үшін келесі құрылуларды орындау қажет. Әр сынақ бойынша алынған мәліметтер арқылы жартылай логарифмдік масштабта компрессиялық қисық салынады (Сурет А.2). Графикте, қисықтың ең үлкен қисықтығына сәйкес келетін нүкте анықталынады да, осы нүкте арқылы қисыққа көлденең сызық пен жанама жүргізіледі, одан кейін, олардың арасынан α бұрышының биссектрисасы өткізіледі. α бұрышы биссектрисасының, компрессиялық қисықтың түзу сызықты жерінің ұзартылуымен қиылысқан нүкте анықталынады, оның қысым абсциссанына p' түсетін проекциясы тығыздалу алдындағы қысым шамасын p'_c береді (Сурет А.2).

А.18 Аса тығыздалу еселігі келесі формула бойынша анықталынады:

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0}, \quad (A.8)$$

мұндағы p'_c және p'_0 - топырақ сынамаcының жату тереңдігіндегі тиімді тығыздалу алдындағы қысым және тиімді табиғи қысым.



Сурет А.2 – Тығыздалу алдындағы қысымды p'_c Казагранде әдісі бойынша анықтау

А.19 Әр инженерлік-геологиялық элемент үшін әдетте, сынақтар нәтижелері, компрессиялық қысықтар графиктары енген сынақтар паспорттарымен көрсетіледі де, тереңдік бойынша бекітіле, арнайы кестеге жинақталады. Әр ИГЭ бойынша тығыздалу алдындағы қысым p'_c мен аса тығыздалу еселігінің OCR орташа мәндері есептелінуі мүмкін.

Динамикалық әсерлер кезінде топырақтардың беріктігінің және деформациялануының өлшемдерін анықтау ерекшеліктері

А.20 Топырақтың ығысуға деген динамикалық беріктігі, ығысу кернеулерінің статикалық τ_a және цикликалық τ_{cy} құрамдастарының шекті мәндерінің қирау бетіндегі қосындысы ретінде анықталынады

$$(\tau_{f,cy})_{првд} = (\tau_a + \tau_{cy})_{првд} = f(N, d_{50}, \mu_\sigma, \omega_1, \dots, \omega_n). \quad (A.9)$$

мұндағы N - жүктелу циклдарының саны;

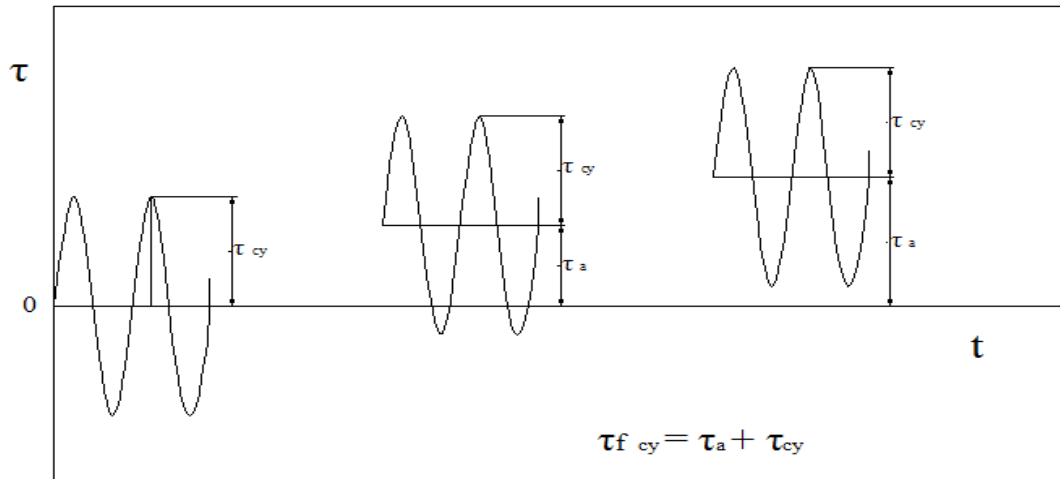
d_{50} - топырақтың түйіршіктік құрамының сипаттамасы;

μ_σ - Лоде өлшемі;

ω_1, ω_n - басқа анықтауыш өлшемдер;

$\tau_{f,cy}$ - динамикалық ығыстыру кернеулерінің үдеу мәндері.

ГТГ негізіндегі топырақ элементтерінің кернеулік-деформациялық күйін зертханалық сұлбалау, әдетте гармониялық сыртқы әсерлердің жағдайларын ғана қамтиды (Сурет А.3). Сынақтар, үш бағытта сығу немесе су сығыла алатын немесе сығыла алмайтын қарапайым ығыстыру жағдайларында жүргізіледі.



Сурет А.3 – Жанама кернеулердің цикликалық және статикалық құрамдастарының мүмкін деген арақатыстары

А.21 Топырақ беріктігінің динамикалық өлшемдері топырақтардың физикалық қасиеттеріне мен сыртқы әсерлердің өлшемдеріне тәуелді бола тұра, интегралды сипаттамалар болып табылады. Топырақтардың динамикалық беріктігі, әсерлердің әр түріне қатысты, статикалық беріктіктің бөлігі ретінде жеке анықталынады. Деформациялық сипаттамалар – ығысудың динамикалық модулі мен демпферлік еселігі – циклдық үрдістер ішіндегі сараптау негізінде анықталынады (жүктеу ілгектерін).

А.22 Динамикалық әсерлер кезінде топырақтардың беріктігін сыртқы әсерлер нәтижелерінің (зақымдардың жиналуын) сызықты жеке-жеке жинақтау мүмкіндігін Палмгрен-Майнер болжамының негізінде анықтау ұсынылады. Зақымдардың жиналу болжамына сәйкес, әр қарқындылықтағы жүктеу циклдарының қосынды әсері сызықты суперпозициямен анықталынады және жеке циклдар реттілігіне байланысты болмайды. Сондықтан, динамикалық әсердің ықпалы, нақты сыртқы әсерге сәйкес келетін зақымдар жинақталуының бағытталған әсерімен, жүктеу циклдарының парапар саны $N_{экв}$ түрінде, сипатталуы мүмкін. Сонымен, кернеулердің небір деңгейіндегі динамикалық зақымдар, кернеулердің басқа кез-келген деңгейіндегі зақымдарды сипаттайды.

Нақты әсерлер тұрақсыз болып саналады, сондықтан, топырақтардың зақымдалуын бағалау, қарастырылатын пайдалану жағдайына тән, әр топтағы әсер деңгейіне сәйкес синусоида тәрізді толқындардың (немесе толқындар тобының) реттілігі түрінде көрсетілуі мүмкін. Мұндай сараптау жүктеу циклдар санының өсуіндегі ығысу деформациясының цикликалық және статикалық құрамдастарының немесе кеуектілік қысымның жинақталу үрдісін сипаттайтын тәжірибелік мәліметтерге негізделеді.

А.23 Динамикалық әсерлер кезінде беріктік өлшемдерін анықтау әдісі – ретті жуықтау әдісіне негізделген есептік-тәжірибелік әдіс. Сынақтау бағдарламасы «ғимарат-негіз» жүйесінің әр түрлі мүмкін деген орнықтылықты жоғалту түрлерін, сонымен қатар, негіздегі статикалық және цикликалық кернеулердің болжамды деңгейлерін ескереді. Зертханалық сынақтар бағдарламасын құру барысында, сыртқы әсерлердің барлық түрлерін емес, тек ғимарат орнықтылығын жоғалту тұрғысынан ең нашарларын қарастыруға болады.

А.24 Тәжірибелік зертханалық зерттеулердің негізгі мақсаты, цикликалық жүктемелердің статикалық және динамикалық құрамдастарының әр түрлі арақатыстары кезінде топырақты қиратуға қажетті жүктеу циклдарының санын N анықтау болып табылады. Орындалатын сынақтар – су сығыла алмайтын жағдайда, кернеулері немесе деформациялары бақылауға алынатын сынақтар. Статикалық ығыстырушы кернеулердің деңгейі қарастырылатын қабаттың тереңдігіне, ғимараттан түсетін қосымша қатарлас жүкке, сыртқы динамикалық әсерлердің деңгейіне байланысты ұсынылады.

Алдын ала, иленгіш топырақтар үшін, су сығыла алмайтын ығысу кедергісі s_u , ал сусымалы топырақтар үшін, квазистатикалық жүктеу жағдайларындағы үйкеліс өлшемдері анықталынады. Сонан соң, кернеулердің әр түрлі қисындасуларда қалыптастырылған статикалық құрамдасының $(\tau_{av}/s_u, \tau_{av}/\sigma'_{vo}, \tau_{cy}/s_u, \tau_{cy}/\sigma'_{vo})$ су сығылу жолы «жабық» жүйе жағдайында, топырақтың қирауына әкелетін, ығысу кезінде суға толық қаныққан сынама көлемінің тұрақтылығына сәйкес, жүктеу циклдар саны белгілеп алынады.

Динамикалық беріктікті бағалау, эмпирикалық жолмен алынған қирау қисықтарына негізделеді $\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ немесе $\frac{\tau_{f,cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ - сусымалы және $\frac{\tau_{cy}}{s_u} - f(N)$ немесе $\frac{\tau_{экг}}{s_u} - f(N)$ - иленгіш топырақтар үшін. Мұндағы N - сынаманың қирау кезіндегі циклдардың шекті саны, σ'_{vo} - нығая сығылу кезіндегі тиімді кернеу, τ_a - ығысу кернеулерінің статикалық құрамдасы, τ_{cy} - ығысу кернеулерінің циклдық құрамдасы, s_u - су сығыла алмайтын ығысуға кедергі. Сынаманың қирауы–берілген статикалық (γ, ε_a) немесе циклдық $(\gamma_{cy}, \varepsilon_{cy})$ деформациялардың, артық кеуектілік қысымның деңгейлеріне жету деп түсінеді. Тәжірибелер жүргізілу кезінде, сынақтың тоқтатылу белгілері ретінде келесі шарттардың бірінші орындалатынын қабылдау ұсынылады:

ығысу деформацияларының статикалық құрамдасының 20% ;

цикликалық деформацияның ауытқу ені 10%;

кеуектілік қысым деңгейі 95% σ'_{vo} жеткенде;

$N = 1500$ жеткенде (сұлбаланатын әсердің түріне байланысты деңгей өзгеріп отыруы мүмкін).

Сусымалы топырақтар сынамалары үшін сынақтар нәтижелері келесі тәуелділіктер түрінде көрсетілуі мүмкін $\frac{\Delta U}{\sigma_{vc}} = f\left(N, \frac{\tau_{cy}}{\sigma_{vc}}\right)$, олар бойынша қарастырылып отырған әсерлер кезінде, топырақтағы сұйықта артық кеуектілік қысымның қосындылық жиналуы анықталынады.

А.25 Динамикалық әсерлер кезінде топырақтардың деформациялық сипаттамаларын бағалау далалық және зертханалық сынақтар негізінде жүргізіледі.

Ығысудың динамикалық модулін G^d және демпферлік еселігін D^d деформациялық сипаттамалар деп түсіну керек. Деформациялар 10^{-6} - 10^{-5} болған кездегі ығысу модулін бағалау, көлденең толқындар жылдамдықтарының v_s далалық және зертханалық жағдайлардағы тура өлшеу және келесі формула арқылы қайта есептеліну нәтижелері

бойынша жүргізіледі:

$$G^d = \rho v_s^2. \quad (\text{A.10})$$

Зертханалық үш бағытта сығу жағдайында, берілген тереңдікте, топырақ сынамаларындағы, табиғиларына ең жақын, кернеулерді өлшеу ультрадыбыстық зондтаумен (bender element) жүргізіледі.

10^{-5} - 10^{-3} шамасындағы деформацияларды өлшеу резонансты бағандағы, ал 10^{-3} жоғары болса-үш бағытта сығу аспабындағы (деформацияларды бақылайтын сынақтар) зертханалық зерттеулермен қамтылады.

Кернеулер мен деформациялардың ішкі циклдық тәуелділіктері (жүктеу ілгектері) демпферлік еселігін D^d анықтаудың бастапқы мәліметтері болып табылады. $G^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$ және $D^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$ қисықтары сынақтардың нәтижелері болып табылады, мұндағы γ_{cy} - ығысу деформациясының ауытқу ені, σ' - топырақтағы орташа тиімді кернеулер, f - жүктеу жиілігі.

Б Қосымшасы

(міндетті)

Ғимараттардың ауытқуларын есептеуге арналған негіздердің деформация модулін анықтау

Б.1 Ғимараттардың түрлері мен ауытқуларды есептеу үшін сұлбаларына байланысты деформация модульдерінің әр түрлі мәндері $E_i(E_{p,i}, E_{s,i})$, E_m қабылданады.

Компрессиялық немесе штамптардағы далалық сынақтар арқылы алынған нәтижелер, модульдердің бастапқы мәндері ретінде қабылданады.

Б.2 i -ші қабаттың деформация модулі E_i келесі формулалар бойынша анықталуға тиісті:

$$E'_i = E'_i \beta_i m_{oi}; \quad (\text{Б.1})$$

$$E'_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}, \quad (\text{Б.2})$$

мұндағы E'_i - компрессиялық қисығының бастапқы ($E'_{p,i}$) немесе қайтарылу ($E'_{s,i}$) сызығының деформация модулі (топырақ салмағының және ғимараттың сәйкес қысымдары аралығындағы);

$$\beta_i = 1 - \frac{2\nu_i^2}{1 - \nu_i}; \quad (\text{Б.3})$$

$$m_{oi} = m_{ci} m_{pi}; \quad (\text{Б.4})$$

ε_1 - негіздің i -ші қабат ортасында, топырақтың өз салмағынан туындайтын кернеуге сәйкес келетін топырақтың салыстырмалы сығылуы $\sigma_1 = \gamma_{II} z_i$

ε_2 - қосынды кернеуге сәйкес келетін топырақтың салыстырмалы сығылуы;

$\sigma_2 = \gamma_{II} z_i + \sigma_c$ (σ_c - негіздің i -ші қабат ортасында ғимараттың салмағынан туындайтын кернеу);

ν_i - i -ші қабаттағы топырақтың көлденең ұлғаю еселігі;

m_{pi} - сазбалшықты топырақтар үшін, топырақтарды штамптармен сынақтау кезінде алынған деформация модулі мен компрессиялық сынақтар арқылы алынған деформация модулі қатынасына тең етіп алынатын еселік. Егер, көрсетілген мәліметтер берілмесе, m_{pi} еселігін иленгіштігі қатты және жартылай қатты сазбалшықты топырақтар үшін, кеуектілік еселігі мен аққыштық көрсеткішіне байланысты Б.1 сурет бойынша қабылдауға болады. Иленгіш сазбалшықты және құмды топырақтар үшін, m_{pi} еселігінің мәні 1-ге тең етіліп алынады;

m_{ci} - жұмыс жағдайларының еселігі, ол келесі формула бойынша анықталынады:

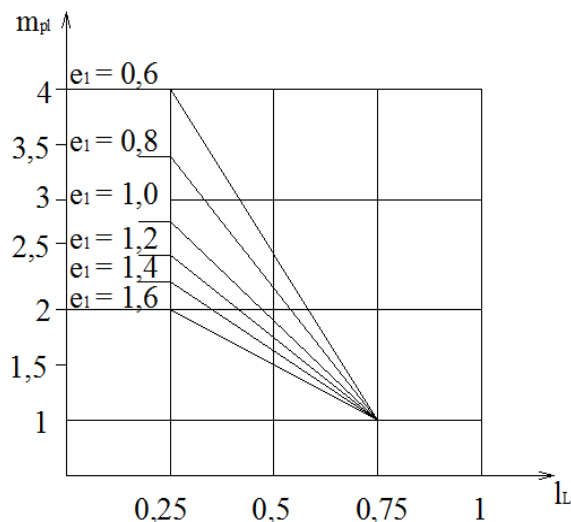
$$m_{ci} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{\frac{n_i}{2}}, \quad (\text{Б.5})$$

мұнда A - іргетас ауданы, м^2 , өлшемдерінің қатынасы $l/b \leq 3$ болатын іргетастар үшін $A = lb$ деп қабылданады, ал өлшемдерінің қатынасы $l/b > 3$ болғанда $A = 3b^2$ деп алынады;

A_0 - 1 м^2 тең аудан;

n_i - i -ші қабат топырағын, бірдей жүктемемен, аудандары әр түрлі A_1 және A_2 , екі штамппен сынақтау нәтижелері арқылы, келесі формула бойынша анықталынатын өлшем:

$$n_i = 1 - \frac{2 \lg \left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}} \right)}{\lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right)}. \quad (\text{Б.6})$$



Сурет Б.1 - m_{pl} еселігін анықтауға арналған график

(Б.6) формуласында:

$\Delta s_{1,i}, \Delta s_{2,i}$ - i -ші қабатты сынақтау нәтижелері бойынша, аудандары A_1, A_2 штамптардың қосымша қысым түсіру кезіндегі шөгудерінің өсімі.

Штамптық сынақтар мәліметтері болмаған жағдайда, топырақтардың түріне байланысты, n_i өлшемінің келесі мәндерін қабылдауға болады:

мұздық сазбалшықты	0,1-0,2;
басқа сазбалшықты	0,15-0,3;
құмды	0,25-0,5.

n_i көрсетілген мәндерінің ең төмен немесе ең жоғары мәндері, негіздің сығылу қабаты $\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}$ немесе $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$ шарттары бойынша анықталуына сәйкес (4.8.2.2 қара) қабылдануы тиіс. Сығылу қабаты тереңдігінің аралық мәндері кезінде, n_i мәндерін шамалау арқылы қабылдайды.

Б.3 Бүкіл сығылу қабатының орташа деформация модулі E_m , сонымен қатар, v_m орташа мәні келесі формулалар бойынша анықталуға тиісті:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (\text{Б.7})$$

$$v_m = \sum_{i=1}^n v_i \frac{h_i}{H}, \quad (\text{Б.8})$$

мұндағы E_i - (Б.1) формуладағыдай;

v_i - (Б.3) формуладағыдай;

h_i - i -ші топырақ қабатының қалыңдығы;

A_i - i -ші топырақ қабатының шектеріндегі ғимарат табаны астындағы қысымнан p түскен тік кернеулер эпюрасының ауданы, ол i -ші қабат ортасына сәйкес келетін z_1 тереңдігі үшін К Қосымшасы бойынша анықталынады.

В Қосымшасы
(міндетті)

Ғимараттардың орнықтылығын әртекті негіздің беті бойынша ығысуға есептеу

Әртекті негіз (қабатталған) жағдайында топырақтардың беріктік есептік сипаттамаларының мәндері $tg\varphi_I, c_I$ осы сипаттамалардың орташа безбенделген мәндеріне $tg\varphi_{I,m}, c_{I,m}$ ауыстырылуы мүмкін.

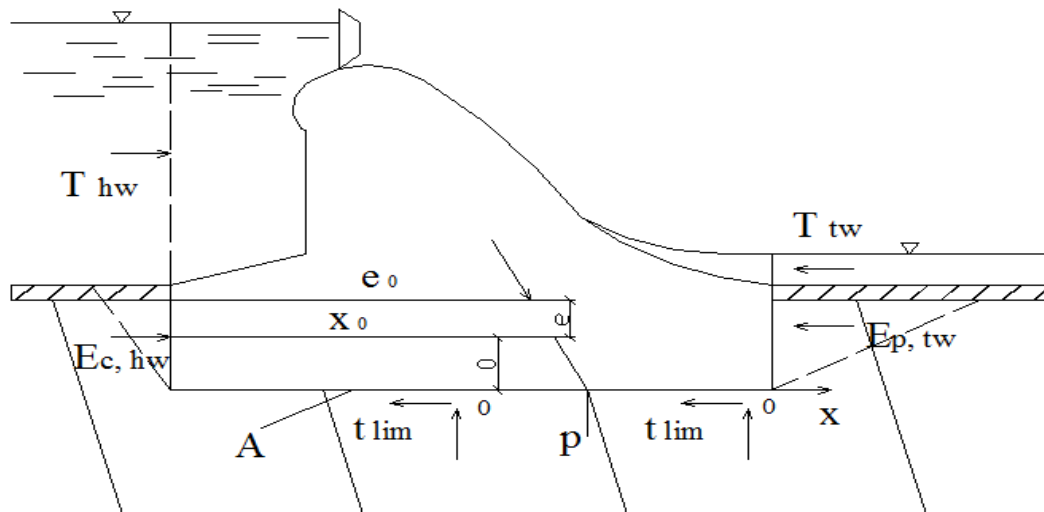
Бұл жағдайда келесі жайттар орын алады:

а) егер негіз топырақтарының қабаттары тік немесе олардың құлау бұрышы 60° асатын болса, ал қабаттардың жайылуы ығысу бағытына көлденең немесе олардың арасындағы бұрыш 90° жақын болса (В.1 сурет), орташаланған сипаттаманың $tg\varphi_{I,m}$ мәні келесі теңдеу бойынша анықталынады:

$$P tg\varphi_{I,m} = \int_A \sigma tg\varphi_I dA, \quad (B.1)$$

мұндағы P - тік күштердің теңәсері;

A - ғимарат табанының ауданы.



Сурет В.1 – Топырақ қабаттарының құлау бұрышы үлкен, көлденең қабаттылығы әртекті негіздің жазық беті бойынша ғимараттың орнықтылығын ығысуға есептеу сұлбасы

Бұл жағдайда тік түйісу кернеулері келесі формула бойынша анықталынады:

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A E dA} + \frac{ex}{\int_A E x^2 dA} \right), \quad (B.2)$$

Мұндағы ортадан тыс түсу e мен абсцисса x , O нүктесі арқылы өтетін бағыттаушыдан есептелінеді, ал оның орны келесі формуламен анықталынады:

$$x_0 = \frac{\int_A Ex_1 dA}{\int_A EdA}. \quad (B.3)$$

$tg\varphi_{I,m}$ және $c_{I,m}$ мәндері келесі формулалар бойынша анықталады:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{\int_A Etg\varphi_I x dA}{\int_A EdA} + \frac{\int_A Etg\varphi_I x dA}{\int_A Ex^2 dA}; \quad (B.4)$$

$$c_{I,m} = \frac{1}{A} \int_A c_I dA; \quad (B.5)$$

б) ғимараттың табаны бойындағы топырақтар қабаттылығы біртекті болған, яғни табан енінің әр түрлі бөліктерінде әр қабаттың үлесі бірдей жағдайда, $tg\varphi_{I,m}$ мәні келесі формула бойынша анықталынады:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{\int_A Etg\varphi_I dA}{\int_A EdA}, \quad (B.6)$$

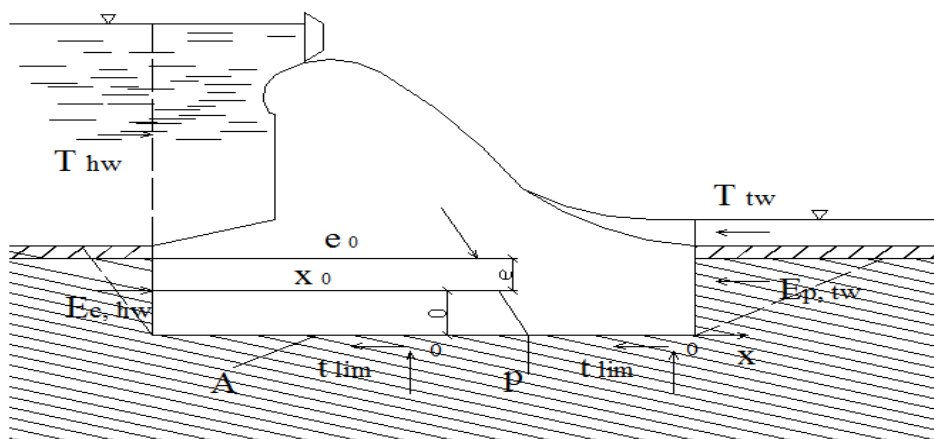
бұл жағдайда $c_{I,m}$ мәні (B.5) формуласы бойынша анықталынады;

в) егер негіз топырақтарының тік қабаттар жайылуы ығысу бағытын бойлап жатса немесе олардың арасындағы бұрыш 10° аспаса, онда $tg\varphi_{I,m}$ және $c_{I,m}$ мәндері (B.5) және (B.6) формулалары арқылы анықталады;

г) егер негіздің топырақ қабаттары еңістеу, құлау бұрышы 10° аспаса, (Сурет В.2) , онда $c_{I,m}$ мәні (B.5) формуласы бойынша, ал $tg\varphi_{I,m}$ мәні келесі формула арқылы анықталынады:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{I}{A} \int_A tg\varphi_I dA + \frac{e}{I} \int_A tg\varphi_I x dA, \quad (B.7)$$

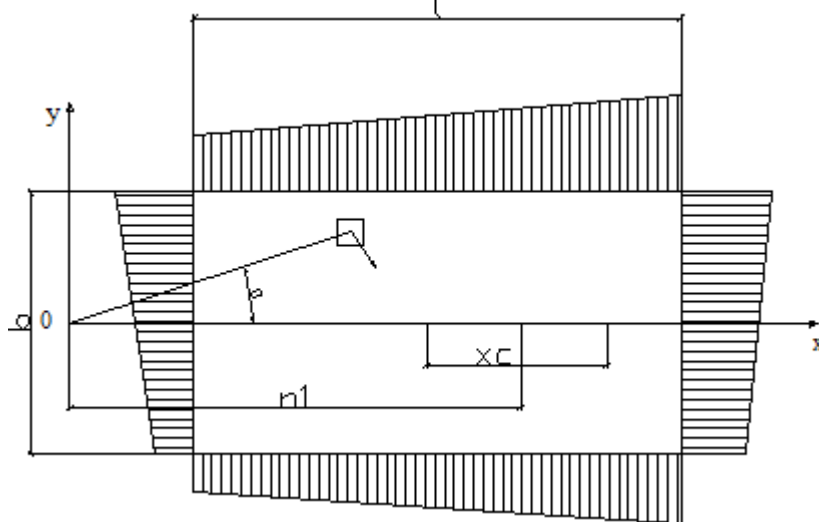
мұндағы I - табан ауданының инерция дәрежесі.



Сурет В.2 - Топырақ қабаттарының құлау бұрышы шағын, көлденең қабаттылығы әртекті негіздің жазық беті бойынша ғимараттың орнықтылығын ығысуға есептеу сұлбасы

Г Қосымшасы*(ақпараттық)***Жоспарда бұралып ығысу кезіндегі ғимараттың орнықтылығын есептеу**

Г.1 Егер ығыстырушы есептік күш F , $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$ тыс түсуімен берілсе, ғимараттың орнықтылығының есептелуін, оның жоспарда бұралуын (табан жазықтығында) ескере жүргізу ұсынылады. Бұл жағдайда ғимараттың бұралуы 0 нүктесі— бұралу орталығына қатысты қарастырылады (Сурет Г.1).



Сурет Г.1 – Топырақтың кері қысымы ескерілмей жоспарда бұралып жазық ығысу кезіндегі ғимараттың орнықтылығын есептеуге арналған сұлба

Сурет Г.1 белгіленген: - C_g ғимарат табанының ауырлық түсу орталығы; C - табан бойынша таратылған шекті жанама кернеулер эпюрасының ауырлық түсу орталығы; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ - шекті жанама кернеулер; x_c - келесі формула бойынша анықталынатын қашықтық:

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} x \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} \Delta A}.$$

Жанама кернеулер координаталарға сызықты түрде тәуелді және ғимарат табанының пішіні тікбұрышты болғанда, x_c мәні келесі формула бойынша анықталынады:

$$x_c = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_3} = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_4 - \tau_3}{\tau_4 + \tau_2}.$$

Г.2 Біртекті негіз және кернеулердің біркелкі таратылуы кезінде есептік

ығыстырушы күштің F ортадан тыс түсуін e_F ғимараттың табанының ауырлық түсу орталығына C_g қатысты анықтау ұсынылады. Әртектегі негіз немесе кернеулердің әрқелкі таратылуы кезінде ортадан тыс түсуді e_F , ғимарат табанындағы шекті жанама кернеулерінің $\tau_{\text{lim}} = \sigma g \varphi_I + c_I$ таратылу эпюраларының ауырлық түсу орталығына қатысты анықтау қажет.

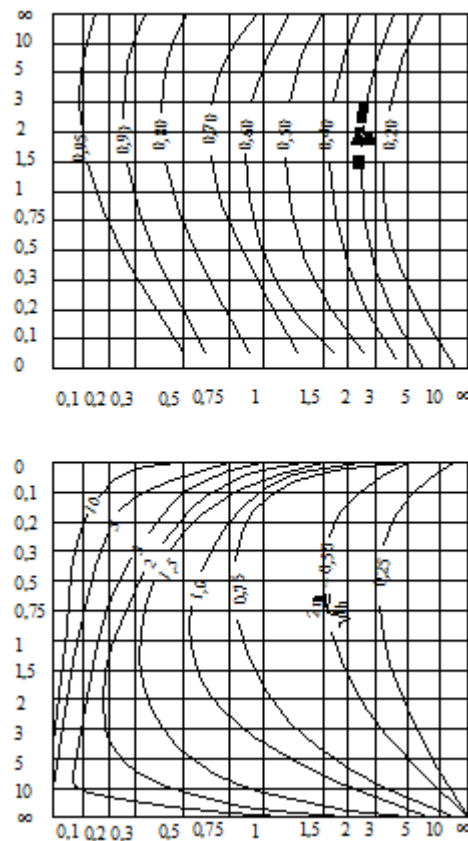
Төменгі жағынан топырақтың кері қысымы ескерілмей жоспарда бұралып жазық ығысу кезінде ғимараттың орнықтылығын есептеуге арналған сұлба Г.1 суретте көрсетілген.

Г.3 Табаны тікбұрышты немесе көрінісі тікбұрыштыға жуық ғимараттардың орнықтылығын есептеу барысында және біркелкі таратылған τ_{lim} кезінде ығысу кедергісінің шекті күшін $R_{pl,t}$ топырақтың кері қысымын ескермей, келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}, \quad (\text{Г.1})$$

мұндағы α_t - өлшемсіз еселік, Сурет Г.2а бойынша анықталынады;

R_{pl} - бұралусыз жазық ығысу кедергісінің шекті күші, 4.4.2.4 сәйкес анықталынады.



Сурет Г.2 - α_t (а) еселігін және бұралу орталығының координаталарын n_1 (б) анықтауға арналған графиктер

Таустаы емес негіздердегі ғимараттың бұралуы аралас ығысу кезінде кедергінің шекті күшін Сурет Г.2а бойынша алынған α_t еселігін қолдану арқылы анықтау ұсынылады.

Г.4 Табанының көрінісі тікбұрышты емес, τ_{lim} әркелкі таралуы немесе төменгі жағынан топырақтың кері қысымын ескеру қажет болғанда (Сурет Г.3) ығысу кедергісінің шекті күші $R_{pl,t}$ мен бұралу орталығының координаталары келесі үш тепе-теңдік теңдеулерімен анықталады:

$$\sum \tau_{lim} \sin \theta \Delta A = 0; \quad (Г.2)$$

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} = R_{pl,t}; \quad (Г.3)$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} r_{tw} = r_{pl,t} (n_1 + e_F), \quad (Г.4)$$

мұндағы τ_{lim} - элементарлық алаңдағы ΔA шекті жанама кернеу;

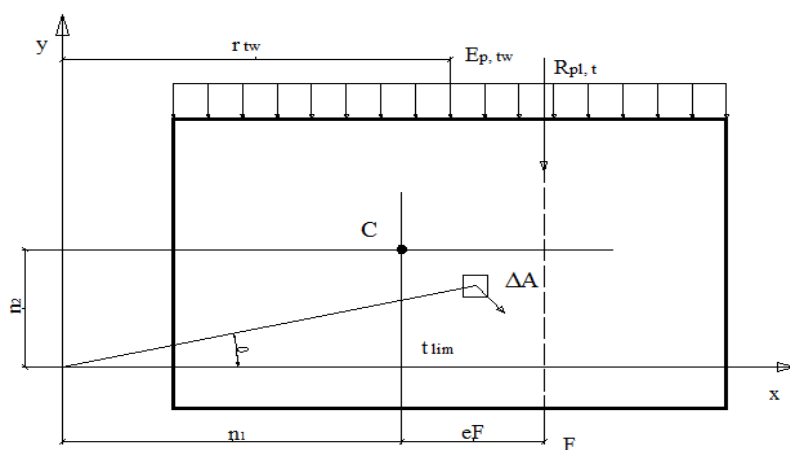
θ - бұралу орталығынан (координаталар басымен қиыстырылған) алаң орталығына ΔA дейін жүргізілген радиус r пен әсер етуші күштің F бағытына тік түсетін бағыттаушы араларындағы бұрыш;

$\gamma'_c, E_{p,tw}$ - 4.4.2.4 сияқты;

r_{tw} - Сурет Г.3 бойынша анықталынатын қашықтық;

e_F - ығыстырушы күштің ортадан тыс түсуі;

n_1, n_2 - Сурет Г.2б бойынша анықталынатын бұралу орталығының координаталары.

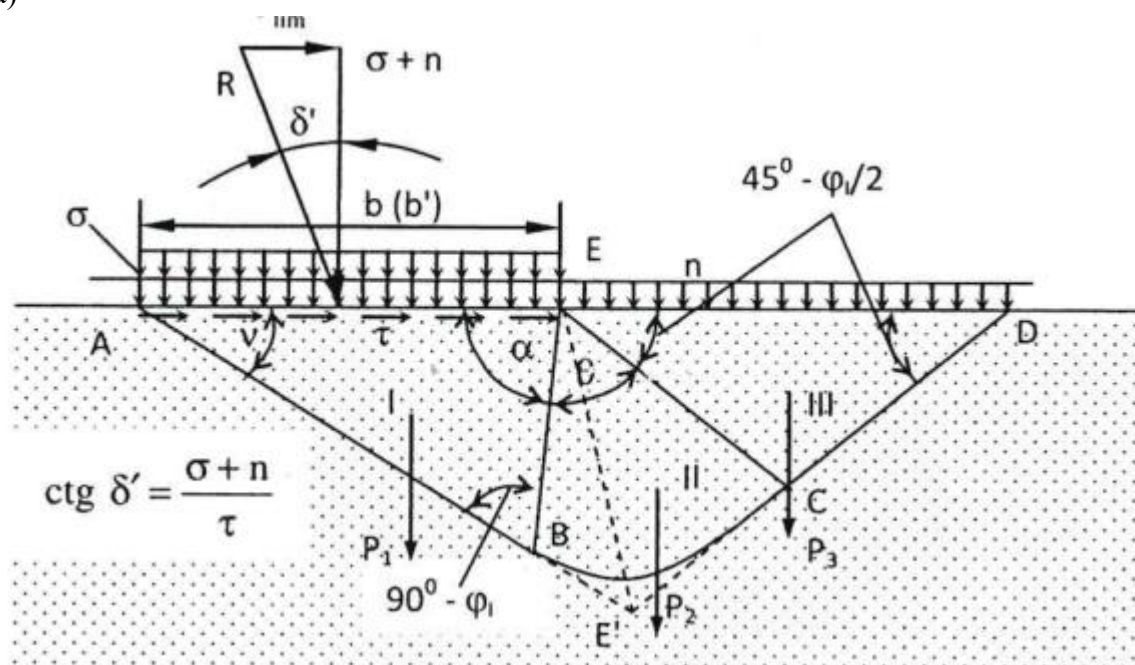


Д қосымшасы
(ақпараттық)

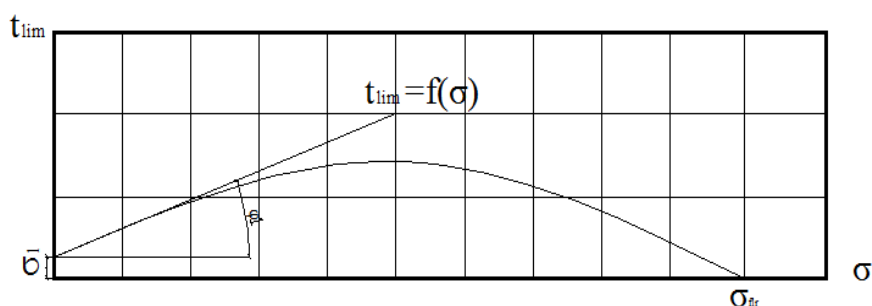
Таустаы емес негіздердегі ғимараттардың орнықтылығын терең және аралас ығысулар сұлбалары бойынша есептеу

Д.1 Топырақтың жоғары қарай ығысатын жеріндегі шекті кедергіні R_u анықтау үшін шекті тепе- теңдік қағидасының әдісін қолданған жөн. Бұл жағдайда көлбеу жүктемеден пайда болатын терең ығысу кезінде (Сурет Д.1) шекті кедергінің R_u толық күші анықталынады.

а)



б)



Д.1 суреті – Терең ығысу кезіндегі ғимараттың орнықтылығы мен негіздің көтеру қабілетін есептеуге арналған көріністер

Д.2 Бұл әдіс бойынша, негіз топырағының шекті күйін шектейтін сырғу бетінің қимасы, қисық сызықты салыммен біріктірілген және бір-бірімен логарифмдік спираль теңдеуімен сипатталатын (Сурет Д.1а) АВ және DC түзулердің кесінділері түрінде алынады. Ығысу күшінің шекті кедергісінің R_u мәні бойынша тең, сыртқы күштер тең

әсерлерінің тік бағытқа еңкею бұрышы мен шекті тепе-теңдік үшбұрышының арасындағы байланыс, келесі формуладан табылатын, бұрышпен ν анықталынады:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_I} + \varphi_I - \delta' \right). \quad (\text{Д.1})$$

R_u анықтау барысында топырақтың ілінісуі, өзінің әсер етуі бойынша сыртқы біркелкі таралған жүктемеге тең $n = \frac{c_I}{\operatorname{tg} \varphi_I}$ (мұндағы $\operatorname{tg} \varphi_I$ және c_I - 4.2.28-дағыдай) тік кернеу түрінде алынады.

τ_{lim} мәні, $b_I(b'_I)$, σ_m , φ_I , c_I , γ_I берілген мәндері үшін, келесі түрде анықталынады.

Негіздің көтеру қабілетінің графигі, іргетас табанының бүкіл ені b немесе есептік ені b' үшін салынады, $\tau_{\text{lim}} = f(\sigma)$ (Сурет Д.16). Бұл графиктың салынуы δ' -тің бірқатар мәндері бойынша ($\delta' = 0$ бастап $\delta' = \varphi_I$ дейін) және ν мәніне байланысты жүргізіледі.

Табылған ν мәні бойынша, ығысу призмасының өлшемдерін $ABCD$ анықтауға қажетті барлық мәліметтер табылады. AB сызығы ν бұрышымен жүргізіледі, EB сызығы $\alpha = 90^\circ + \varphi_I - \nu$ бұрышы бойынша.

EC сызығы негіздің көлденең бетіне $45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}$ бұрышымен өткізіледі. Сырғу бетінің шектеу қимасы, II аралық аймақ үшін, логарифмдік спираль теңдеуі бойынша салынады. Радиус $r = \overline{EC}$ келесі формула бойынша табылады:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi_I}, \quad (\text{Д.2})$$

мұндағы $r_0 = \overline{EB}$; $\theta = 45^\circ - \frac{\varphi_I}{2} + \nu$.

CD сызығы C нүктесі арқылы, ED көлденең бетіне $45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}$ бұрышымен өткізіледі.

Қирау призмасының қимасы анықталғаннан кейін, оның I, II, III жеке аймақтарының P_1, P_2, P_3 салмақтары (судың қалқыту әсері ескеріле), (P_3 күшіне, ілініс күштері болғанда, ығысу бетіне түсірілген тік кернеуге сәйкес, $n\overline{ED}$ жүктемесі қосылады, ал қарқындылығы q қатарлас жүк әсер еткенде - $q\overline{ED}$ жүктемесі) және келесі формуламен анықталынатын R_u күші табылады:

$$R_u = \frac{P_1 \cos \nu \sin(\rho + \varphi_I - \nu)}{\cos(\rho - \nu) \sin(\nu + \delta' - \varphi_I)}, \quad (\text{Д.3})$$

мұндағы

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \operatorname{tg} \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3 \operatorname{tg} \nu)} \right], \quad (\text{Д.4})$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2} \right) \right]; \quad (\text{Д.5})$$

$$\beta = \arctg \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_I. \quad (\text{Д.6})$$

Д.3 Сурет Д.1а көрсетілген $E\psi D$ бөлігінің ұзындығын анықтауға мүмкіндік беретін, көтеру қабілетінің N_γ, N_c, N_q , және K еселіктерінің мәндері Кесте Д.1 берілген жағдайда, ($E\psi D = Kb$), R_u келесі формула бойынша анықталынады:

$$R_u = \gamma_I b^2 N_\gamma + bc_I N_c + bq N_q, \quad (\text{Д.7})$$

мұндағы γ_I, c_I, b - ережелер жинағының 4 бөлімінің 4.4.2.2 сияқты;

q - ығысу призмасының ED аралығындағы біркелкі жүктеменің қарқындылығы.

Д.1кестесі – Көтеру қабілеті еселіктерінің және K еселігінің мәндері

φ_I	Еселіктер	Егер δ' (φ_I шамасының бөліктеріндегі)					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
0°	N_γ	0,000					
	N_c	5,142					
	N_q	1,000					
	K	1,000					
2°	N_γ	0,066	0,071	0,073	0,067	0,055	0,037
	N_c	5,632	5,502	5,202	4,833	4,357	3,639
	N_q	1,197	1,192	1,182	1,169	1,152	1,127
	K	1,094	1,036	0,910	0,765	0,588	0,336
4°	N_γ	0,152	0,154	0,148	0,131	0,106	0,071
	N_c	6,185	6,025	5,659	5,216	4,655	3,830
	N_q	1,433	1,421	1,396	1,365	1,325	1,268
	K	1,197	1,131	0,989	0,826	0,631	0,356
6°	N_γ	0,264	0,261	0,242	0,209	0,165	0,108
	N_c	6,813	6,615	6,169	5,638	4,977	4,030

Д.1кестесі – Көтеру қабілеті еселіктерінің және K еселігінің мәндері (жалғасы)

	N_q	1,716	1,695	1,648	1,593	1,523	1,424
	K	1,310	1,235	1,075	0,893	0,677	0,378
8°	N_γ	0,409	0,398	0,360	0,304	0,234	0,149
	N_c	7,528	7,284	6,740	6,103	5,325	4,241
	N_q	2,058	2,024	1,947	1,858	1,748	1,596
	K	1,435	1,350	1,169	0,965	0,725	0,400
10°	N_γ	0,597	0,574	0,507	0,418	0,315	0,193
	N_c	8,345	8,044	7,381	6,617	5,703	4,461
	N_q	2,471	2,418	2,301	2,167	2,006	1,787
	K	1,572	1,476	1,271	1,043	0,778	0,424
12°	N_γ	0,841	0,800	0,691	0,558	0,408	0,242
	N_c	9,285	8,913	8,103	7,187	6,114	4,694
	N_q	2,974	2,895	2,722	2,528	2,300	1,998
	K	1,724	1,615	1,383	1,127	0,833	0,449
14°	N_γ	1,158	1,090	0,923	0,727	0,518	0,295
	N_c	10,371	9,910	8,920	7,821	6,560	4,940
	N_q	3,586	3,471	3,224	2,950	2,636	2,232
	K	1,894	1,769	1,506	1,219	0,893	0,475
16°	N_γ	1,573	1,466	1,214	0,934	0,647	0,354
	N_c	11,631	11,060	9,847	8,530	7,048	5,198
	N_q	4,335	4,171	3,824	3,446	3,021	2,491
	K	2,082	1,940	1,642	1,319	0,958	0,502
18°	N_γ	2,118	1,953	1,581	1,187	0,797	0,418
	N_c	13,104	12,394	10,907	9,321	7,582	5,472
	N_q	5,258	5,027	4,544	4,029	3,464	2,778
	K	2,293	2,130	1,791	1,428	1,027	0,531
20°	N_γ	2,837	2,587	2,047	1,497	0,974	0,489
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,508
	N_q	6,400	6,077	5,412	4,717	3,973	3,097
	K	2,530	2,343	1,957	1,548	1,102	0,562
22°	N_γ	3,792	3,419	2,640	1,878	1,183	0,567
	N_c	16,883	15,774	13,522	11,218	8,812	6,067
	N_q	7,821	7,373	6,463	5,532	4,560	3,451
	K	2,797	2,582	2,141	1,679	1,183	0,595

Д.1кестесі – Көтеру қабілеті еселіктерінің және K еселігінің мәндері (жалғасы)

24°	N_γ	5,070	4,517	3,400	2,350	1,429	0,653
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,638
	N_q	9,604	8,984	7,744	6,503	5,240	3,846
	K	3,099	2,851	2,346	1,823	1,271	0,629
26°	N_γ	6,796	5,980	4,381	2,937	1,722	0,748
	N_c	22,256	20,499	17,039	13,659	10,312	6,738
	N_q	11,855	10,998	9,311	7,662	6,030	4,286
	K	3,443	3,156	2,576	1,983	1,366	0,666
28°	N_γ	9,149	7,943	5,655	3,671	2,072	0,854
	N_c	25,804	23,575	19,261	15,148	11,188	7,106
	N_q	14,720	13,535	11,241	9,055	6,949	4,779
	K	3,837	3,504	2,834	2,160	1,471	0,705
30°	N_γ	12,394	10,608	7,326	4,596	2,491	0,972
	N_c	30,141	27,295	21,888	16,867	12,168	7,500
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,025	5,330
	K	4,290	3,901	3,126	2,358	1,585	0,747
32°	N_γ	16,922	14,264	9,536	5,770	2,997	1,103
	N_c	35,492	31,835	25,016	18,854	13,268	7,922
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,291	5,950
	K	4,814	4,358	3,458	2,578	1,710	0,792
36°	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,212	4,359	1,417
	N_c	50,588	44,399	33,329	23,904	15,914	8,864
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,440
	K	6,144	5,506	4,274	3,107	2,001	0,892
40°	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,427	1,819
	N_c	75,314	64,419	45,816	31,008	19,360	9,967
	N_q	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,363
	K	8,012	7,095	5,367	3,792	2,362	1,008
45°	N_γ	177,620	131,120	66,272	29,516	10,783	2,503
	N_c	133,880	110,080	72,119	44,729	25,385	11,652
	N_q	134,880	111,080	73,119	45,729	26,385	12,652
	K	11,614	10,101	7,350	4,975	2,951	1,185

Табылған R_u мәндері бойынша график тұрғызуға қолданылатын σ және τ_{lim} мәндері (Сурет Д.1б қара), келесі формулалар бойынша анықталынады:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b')} \cos \delta' - n; \quad (\text{Д.8})$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{R_u}{b(b')} \sin \delta'. \quad (\text{Д.9})$$

Д.4 Ғимаратқа тек тік күштер әсер еткен жағдайда, негізге түсетін шекті (қиратушы) тік күштерді анықтау, жоғарыда көрсетілген әдіс бойынша жүргізіледі. Осы кезде қирау призмасы тек $\delta' = 0$ и $\nu = 45^\circ + \frac{\varphi_l}{2}$ жағдай үшін тұрғызылады.

Д.5 Негізде сүзілу ағынының болуы кезінде және сүзілу күштерін R_u ескеріп анықтау қажет болғанда, талдаулық немесе графикалық-талдаулық әдістер арқылы біркелкі әсер еткен үш бұзылу призмасында әрбіреуіне әсер ететін сүзілу күштерінің қосындысын ескеру арқылы көп бұрышты күштер құру әдісімен жүргізіледі.

Қосынды сүзілу күштерінің мәні мен бағыты, ғимарат астындағы сүзілу ағыны қозғалысының берілген гидродинамикалық торы бойынша анықталынады.

Д.2 көрсетілген әдіс бойынша көлемдік сырғу бетті тұрғызудан кейін, гидродинамикалық тор (ЭГДҰ әдісімен немесе есептік әдіспен) I, II, III (Сурет Д.1а қара) аймақтары бірқатар бөліктерге бөлініп, әр қайсысы үшін ауырлық түсу орталығы арқылы өтетін ағу сызығы табылады. Сүзілу күшінің бағыты бөліктің де ауырлық түсу орталығы арқылы, осы сызыққа жанама, ал оның мәні – келесі формула, бойынша қабылданады:

$$D_i = \gamma_w I_{m,i} A_i. \quad (\text{Д.10})$$

мұндағы γ_w - судың меншікті салмағы;

$I_{m,i}$ - жеке бөлік үшін орташа қысым градиенті;

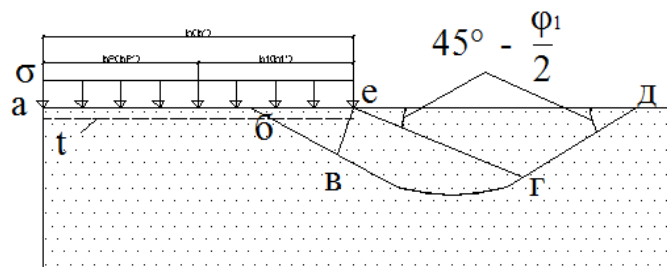
A_i - бөлік ауданы.

Қосынды сүзілу күштерінің мәні $\Phi_{f,1}$, $\Phi_{f,2}$, $\Phi_{f,3}$ I, II немесе III қарастырылатын аймақтардағы сүзілу күштерінің геометриялық қосындысы ретінде анықталынады.

Д.6 Шекті кедергі күшін $R_{u,eq}$ анықтау барысында, жоғары қарай ауытқумен ығысу жағдайындағы сейсмикалық әсерлер кезінде, ығысу призмасы мен қатарлас жүк шектерінде топыраққа әсер ететін, жер бетінің үдеуі бойынша сейсмикалық толқындар бағыты мен қабылданған есептік сейсмикалыққа сәйкес анықталынатын инерция күштерін ескеру қажет. Егер, негіз бен қатарлас жүк судың деңгейінен төмен орналасса, онда СП 58.13330 бойынша негіз топырағы мен қатарлас жүктің салмақтары судың қалқыту әсері ескеріле, ал инерция күштері суға қаңыққан жағдайдағы топырақтардың тығыздығы бойынша анықталынады.

Д.7 Ғимараттың орнықтылығын аралас ығысу сұлбасы бойынша есептеу кезінде

негіздің ығысуға кедергісін жоғары қарай ауытқумен ығысу және жазық ығысу бөліктеріндегі кедергілерінің қосындысы ретінде қабылданады (Сурет Д.2).



ab – жазық ығысу бөлігі; be – жоғары қарай ауытқумен ығысу бөлігі; $bvgdb$ – жоғары қарай ауытқу аймағы

Д.2 суреті – Аралас ығысу кезіндегі негіздің көтеру қабілеті мен ғимараттың орнықтылығын есептеуге арналған сұлба

Аралас ығысу сұлбасы бойынша ғимараттың орнықтылығын есептеу кезінде шекті кедергі күшін R_{com} келесі формула бойынша анықтау ұсынылады:

$$R_{com} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l, \quad (\text{Д.11})$$

мұндағы $\sigma_m, \operatorname{tg} \varphi_1, c_1$ - осы қосымшаның (Д.2) формуласындағыдай;

b_1, b_2 - жоғары қарай ауытқумен ығысу және жазық ығысу өтетін ғимарат табаны бөліктерінің ендерінің есептік мәндері;

$\tau_{lim} - b = b_1$ кезінде осы қосымшаның (Д.9) формуласы бойынша анықталынатын, жоғары қарай ауытқумен ығысу бөлігіндегі жанама шекті кернеу;

l - ығыстырушы күшке тік түсетін ғимараттың тік бұрышты табан жағының өлшемі.

b_1 мәні σ_{max} мәніне байланысты (төменгі жағынан) келесі формула бойынша анықталуы тиіс:

$$b_1 = \frac{b \sigma_{max}}{\sigma_{flr} - \sigma_{cr}}, \quad (\text{Д.12})$$

мұндағы $\sigma_{cr} = N_0 b_{\text{д}}$, ығысу еселігі $\operatorname{tg} \psi_1 < 0,45$ болатын топырақтар үшін және $\sigma_{cr} = 0$ егер $\operatorname{tg} \psi_1 > 0,45$;

σ_{flr} - негіз бір тік жүктемеден қирайтын кездегі ғимарат табанындағы орташа тік кернеу (Сурет Д.16);

N_0 - 4.4.2.2 сияқты.

Тік күштің p төменгі бьеф жағына қарай ортадан тыс түсуі e_p кезінде (Д.11) формуласындағы b, b_1, b_2 орындарына b^*, b_1^*, b_2^* қабылдануы тиіс (мұндағы $b^* = b - 2e_p$, ал

$b_1^* = b_1 \frac{b^*}{b}$); жоғарғы бьеф жағына қарай ортадан тыс тік күштің түсу есептеулерде ескерілмейді.

Жоспарда бұрала аралас ығысу кезінде шекті ығыстырушы күштің мәнін $\alpha_t R_{com}$ тең етіп алуға болады, мұнда α_t мәні 4.4.2.5 сілтемелері бойынша және ұсынылған Г Қосымшасы арқылы анықталынады.

Д.8 Ғимараттың тік бұрышты табанының ұзындығы l ені b болғанда, негіздің шекті кедергі күші келесі формула бойынша анықталынады:

$$R_u = A^* (\gamma_I b^* N_\gamma n_\gamma + c_I N_c n_c + q N_q n_q), \quad (Д.13)$$

мұндағы

$$A^* = lb^*; n_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b^*}{l}; n_q = 1 + tg \varphi_I \frac{b^*}{l}; n_c = 1 + tg \varphi_I \frac{N_q}{N_q - 1} \frac{b^*}{l}. \quad (Д.14)$$

$b^*, tg \varphi_I, c_I$ - 4.4.2.2 сияқты;

N_γ, N_c, N_q - Д.3 сияқты.

Д.9 Су сығыла алмайтын жағдайларда, ығысу беріктігінің барлық бағыттарда бірдей тұрақты болу кезінде, көтеру қабілетінің тік құрамдасын анықтау үшін келесі жалпы формуланы қолдануға болады:

$$R_u = A^* [N_c c_{u,I} (1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) + q], \quad (Д.15)$$

мұндағы $N_c = 5,14$ - көтеру қабілетінің еселігі;

$c_{u,I}$ - су сығыла алмайтын ығысу кедергісінің есептік мәні;

$$i_{ca} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{F_{H1}}{A^* c_{u,I}}} - \text{жүктеменің еңкею еселігі};$$

$$s_{ca} = 0,2(1 - 2i_{ca}) \frac{b^*}{l} - \text{пішін еселігі};$$

$$d_{ca} = 0,3 \arctg \frac{d}{b^*} - \text{тереңдетілу еселігі};$$

$$F_{H1} = F_H - R_{H0} - R_{HP} - A^* \text{ ауданына түсетін көлденең жүктеме};$$

F_H - іргетасқа түсетін толық көлденең жүктеме;

R_{H0} - A^* тыс, ығысу кедергісі;

R_{HP} - іргетасқа түсетін тура және кері қысымдар теңәсерінің көлденең құрамдасы;

A^* - Д.8 сияқты;

d - іргетастың тереңдетілуі.

Е қосымшасы*(ақпараттық)***Түйісу кернеулерін ортадан тыс сығу әдісімен анықтау**

Ортадан тыс сығу әдісі бойынша ғимараттың жазық емес табаны (Сурет Е.1) кезінде тік және жанама түйісу кернеулері келесі формулалар бойынша анықталынады:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mr}{I_0} \cos \beta; \quad (\text{E.1})$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta + \frac{Mr}{I_0} \sin \beta, \quad (\text{E.2})$$

мұндағы N - ғимаратқа түсетін күштердің теңесері;

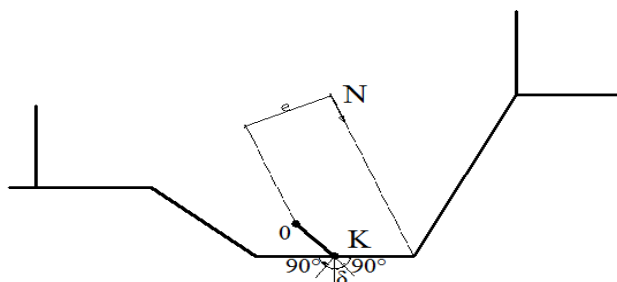
$M = N_e$ - осы күштің табанның ауырлық түсу орталығына қатысты аударатын әсері (Сурет Е.1);

A, I_0 - табанның ауданы және оның орталық инерция дәрежесі;

r - 0 орталығына қатысты қарастырылатын нүктенің K радиус-векторы;

δ - теңесер N мен K нүктесіндегі табанға тік түсу бағыттары арасындағы бұрыш;

β - K нүктесі мен осы нүктенің радиус-векторына тік түсулері арасындағы бұрыш.



Е.1-сурет – Ғимараттың табаны сынық тәріздес кезіндегі тік және жанама түйісу кернеулерін анықтауға арналған сұлба

Ғимараттың табаны жазық кезінде түйісу кернеулері келесі формулалар бойынша анықталынады:

$$\sigma = \frac{N \cos \delta}{A} + \frac{M_x}{I_y}; \quad (\text{E.3})$$

$$\tau = \frac{N \sin \delta}{A}, \quad (\text{E.4})$$

мұндағы x - қарастырылатын нүктеден табанның ауырлық түсу орталығына дейінгі қашықтық;

I_y - табан ауданының инерция дәрежесі.

Ж қосымшасы*(ақпараттық)***Түйісу кернеулерін біртекті құмды негіздердегі ғимараттар үшін тәжірибелік
эпюралар әдісімен анықтау**

Тәжірибелік эпюралар әдісімен тік түйісу кернеулері келесі жағдайларда анықталынады:

- барлық сыртқы күштер тең әсері P ғимарат табанының ортасы арқылы өтетін болса, келесі формула бойынша:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m, \quad (\text{Ж.1})$$

мұндағы: σ_x - ғимарат табанының ортасынан x қашықтығында жатқан нүктесіндегі тік түйісу кернеуі;

$\bar{\sigma}_x - N_\sigma = \frac{\sigma_m}{b\gamma_1}$ байланысты Ж.1 кесте бойынша анықталынатын (топырақтың су деңгейінен төмен меншікті салмағы судың қалқыту әсері ескеріле қабылдануға тиісті), сәйкес нүктедегі салыстырмалы тік түйісу кернеуі;
 σ_m - келесі шамаға тең ғимараттың табанындағы орташа тік түйісу кернеуі:

$$\sigma_m = \frac{P}{bl};$$

- негізге әсер ететін сыртқы күштердің тең әсері ортадан тыс түскенде және іргетас табанының негізбен түйісуінде созушы кернеулер болмаса, $\frac{2e_p}{b} \leq \frac{1}{3m_k}$ кезінде, келесі формула бойынша:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m \left(1 \pm \frac{12e_p x}{b^2} m_k \right), \quad (\text{Ж.2})$$

мұндағы: $\sigma_x, \bar{\sigma}_x, x$ - (Ж.1) формуласындағыдай;

e_p - ғимараттың табан жазықтығына тік жүктеменің ортадан тыс түсуі;

m_k - Ж.2 кесте бойынша анықталынатын еселік.

Ескерту - (Ж.2) формуласына e_p және x мәндерін қою кезінде, олардың ғимарат табанының ортасында қабылданатын координаталар басына қарасты кереғарлығы ескерілуге тиісті.

Ж.1-кесте - $\bar{\sigma}_x$ мәндері

$\frac{2x}{b}$	$\bar{\sigma}_x$ егер N_σ						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

Ж.2-кесте - m_k еселігінің мәндері

үлгілену саны N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
m_k еселігі	1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

II қосымшасы

(міндетті)

Негіздің шөгуін қабаттап жинақтау әдісімен анықтау

II.1 Негіздің шөгуі 4.8.1.1 сәйкес қабаттап жинақтау әдісімен анықталынады. i -ші топырақ қабатының ортасындағы қосымша тік кернеулер, жоғарғы z_{i-1} және төменгі z_i қабат шекараларында көрсетілген кернеулердің қосындыларының жартысына тең етіліп қабылданады.

II.2 z_i тереңдігіндегі p жүктемесі мен қатарлас жүктерге q сәйкес пайда болатын қосымша тік кернеу мәні келесі формуламен анықталынады:

$$\sigma_{z,p,i} = \alpha_{1,i}p + \alpha_{2,i}q,$$

мұндағы p - іргетастың табаны бойынша топыраққа түсетін орташа нақты тік қысым;

$\alpha_{1,i}$ - топырақтағы қосымша қысымның тереңдік бойынша өзгеруін ескеретін еселік, ол Кесте II.1 бойынша, тікбұрышты пішіндегі табандар үшін, салыстырмалы тереңдігіне

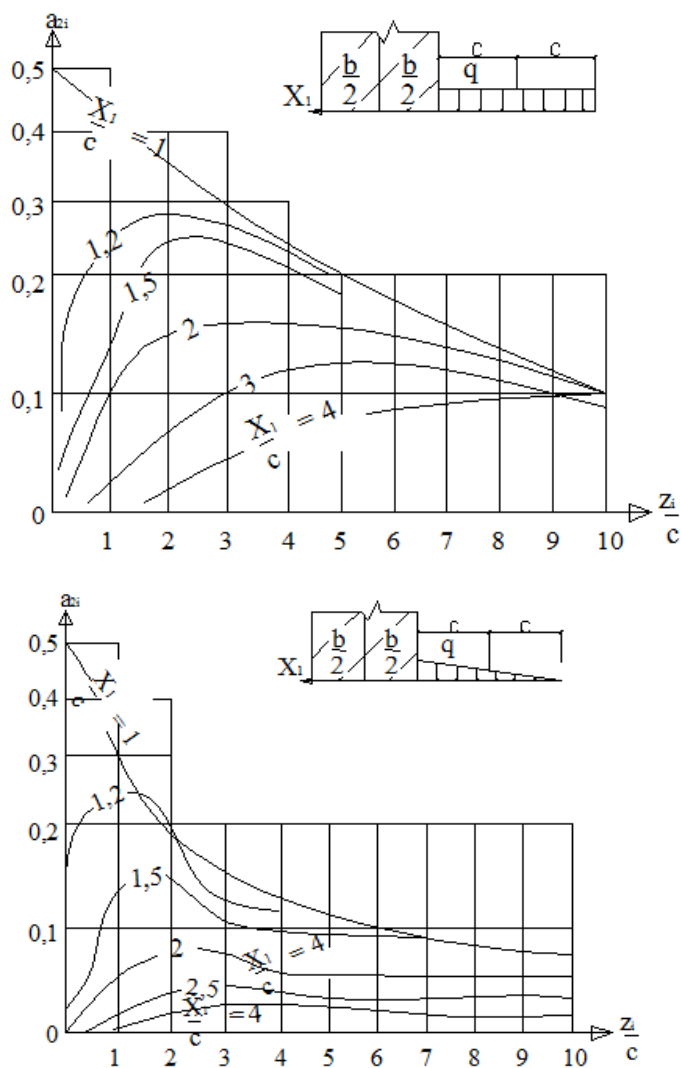
$m = \frac{2z_i}{b}$ және $\frac{l}{b}$, ал дөңгелек үшін - $m = \frac{2z_i}{d}$ өлшемдер қатынасына сәйкес қабылданады;

$\alpha_{2,i}$ - тікбұрышты жүктемелер үшін II.1 сурет, ал үшбұрышты жүктемелер үшін Сурет II.16 бойынша анықталынатын еселік.

II.1-кестесі - $\alpha_{1,i}$ еселігінің мәндері

$\frac{2z_i}{b} \left(\frac{2z_i}{d} \right)$	Дөңгелек іргетастар	Тікбұрышты іргетастар, өлшемдерінің қатынасы l/b , тең болса						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0,0	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	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,775
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	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	0,350	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	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	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	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,052	0,066	0,091	0,112	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	0,172	0,208

Ескертпе - Тікбұрышты іргетастың бұрыш нүктесі арқылы өтетін, тік бағыт бойынша ғимараттың табанынан z_i тереңдігінде қосымша тік кернеулерді анықтау барысында, Кесте II.1 бойынша анықталынған

$\alpha_{1,i}$ еселігінің мәндері 0,25 көбейтіледі.


а – тікбұрышты қатарлас жүк үшін; б – үшбұрышты қатарлас жүк үшін

И.1-суреті - $\alpha_{2,i}$ еселігін анықтауға арналған графиктер

Қатарлас жүк, толтырылатын құрылыс шұңқырының пішініне байланысты тікбұрышты, үшбұрышты немесе трапеция тәріздес эпюралармен жуықтатылады. Соңғы жағдайда шөгулер тікбұрышты және үшбұрышты жүктемелерден жинақталып отырады.

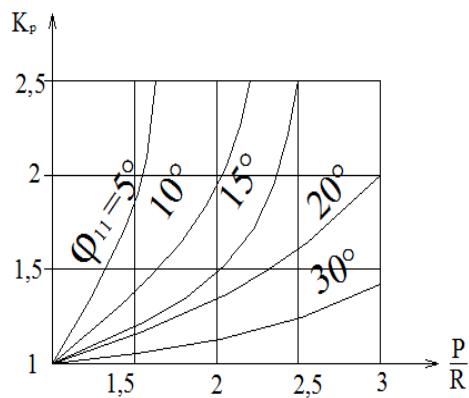
К қосымшасы*(ақпараттық)***Негіздің шөгуін топырақтың есептік кедергісінен асатын ғимарат табанының астындағы орташа қысым кезінде анықтау**

Топырақтың есептік кедергісінен R асатын, ғимарат табанының астындағы орташа қысым p кезіндегі, негіздің шөгуі келесі формула бойынша анықталынады:

$$s_p = K_p s, \quad (\text{K.1})$$

мұндағы K_p - топырақтың сығылу қалыңдығы H_c шектерінде біртекті топырақтар үшін, ғимараттың ені $b \leq 20$ м және $H_c/b \leq 2$ болғанда Сурет К.1 бойынша, ал басқа жағдайларда – арнайы зерттеулер нәтижелері бойынша анықталынатын, иленгіш деформациялар аймақтары ескерілген кездегі шөгуді ұлғайту еселігі;

s - 4.8.1.1 және И Қосымшасының сілтемелері бойынша анықталынатын шөгу.



К.1 суреті - K_p еселігін анықтауға арналған график

ӘОЖ 624.15

МСЖ 083.74

Түйін сөздер: негіздер, іргетас, көтеру қабілеті, шөгулер.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ.....	3
4.1 Основные положения.....	3
4.2 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.....	7
4.3 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований.....	15
4.4 Расчеты устойчивости (несущей способности) оснований.....	16
4.4.1 Основные положения	16
4.4.2 Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях	17
4.4.3 Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях	22
4.5 Фильтрационные расчеты основания.....	26
4.6 Расчет местной прочности скальных оснований.....	29
4.7 Определение контактных напряжений.....	31
4.8 Расчет оснований по деформациям.....	34
4.8.1 Общие положения	34
4.8.2 Определение осадок сооружений	36
4.8.3 Расчет крена сооружений на нескальных основаниях.....	38
4.8.4 Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых в сейсмических районах	40
5 ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ	43
5.1 Правила сокращения энергопотребления.....	43
5.2 Рациональное использование природных ресурсов.....	44
5.3 Охрана окружающей среды.....	44
Приложение А (обязательное) Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов.....	47
Приложение Б (обязательное) Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений.....	59
Приложение В (обязательное) Расчет устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности неоднородного основания.....	62
Приложение Г (информационное) Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане	65
Приложение Д (информационное) Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам глубинного и смешанного сдвигов.....	69
Приложение Е (информационное) Определение контактных напряжений методом внецентренного сжатия.....	78
Приложение Ж (информационное) Определение контактных напряжений для сооружений на однородных песчаных основаниях методом экспериментальных эпюр.....	79
Приложение И (обязательное) Определение осадки основания методом послойного суммирования	81
Приложение К (информационное) Определение осадки основания при среднем давлении под подошвой сооружения, превышающем расчетное сопротивление грунта.....	83

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 гидротехнических сооружений.

Настоящий свод правил устанавливает приемлемые решения и параметры к требованиям рабочих характеристик СН РК 3.04-03 «Оснований гидротехнических сооружений».

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ
СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

FOUNDATION OF HYDRAULIC STRUCTURES

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящий свод правил содержит основные положения и приемлемые технические решения для проектирования оснований гидротехнических сооружений всех классов, в том числе гравитационных, арочных и контрфорсных плотин, подпорных стенок, шлюзов, шельфовых и портовых сооружений, естественных склонов и искусственных откосов на участках расположения гидротехнических сооружений.

1.2 Настоящий свод правил включает классификацию грунтов и их физико-механические характеристики, инженерно-геологическую и расчетную схематизацию оснований, методы расчетов устойчивости оснований, напряженно-деформированного состояния, суффозионной прочности, а также устанавливает методы контроля качества подготовки оснований, методику наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации и инженерные мероприятия по повышению надежности оснований.

1.3 Основные положения и приемлемые технические решения настоящего свода правил не распространяются на проектирование подземных гидротехнических сооружений и водохозяйственных сооружений на мелиоративных каналах с расходами воды менее 5 м³/с, а также при глубинах воды менее 1 м.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем своде правил использованы ссылки на следующие нормативно-технические документы:

СН РК 3.04-03- 2014 Оснований гидротехнических сооружений.

СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения.

СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов 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 нормативам 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 3.04-03:

3.1 Сооружение: Объемная, плоскостная или линейная наземная, надземная или подземная строительная система, состоящая из несущих, а в отдельных случаях и ограждающих конструкций и предназначенная для выполнения производственных процессов различного вида, хранения материалов, изделий, оборудования, для временного пребывания людей, перемещения людей и грузов и т.д.

3.2 Грунтовое основание: Грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

3.3 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.

3.4 Грунт: Породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многофазную геологическую среду и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

3.5 Давление грунта активное: Силовое воздействие грунта на ограждающие конструкции в состоянии предельного равновесия, соответствующее стадии образования поверхности обрушения, при котором конструкция смещается по направлению от грунта.

3.6 Давление грунта пассивное: Силовое воздействие грунта на ограждающую конструкцию в состоянии предельного равновесия, соответствующее стадии образования поверхности выпора, когда конструкция смещается по направлению к грунту.

3.7 Дренаж: Устройство для частичного или полного перехвата фильтрационного потока в основании, а также на прилегающей к сооружению территории, сбора и отвода профильтровавшихся вод.

3.8 Инженерно-геологическая модель: Схематизированное отображение размещения в области влияния сооружения инженерно-геологических элементов, наделенных постоянными нормативными и расчетными значениями характеристик.

3.9 Инженерно-геологический элемент (ИГЭ): Объем грунта одного возраста, происхождения и вида, характеристики свойств которого в пределах выделенного элемента являются статистически однородными и изменяются случайно (незакономерно) либо если наблюдающейся закономерностью можно пренебречь.

3.10 Местная прочность: Свойство грунта, не разрушаясь, воспринимать нагрузки и воздействия в локальных областях системы "сооружение-основание".

3.11 Напряженно-деформированное состояние (НДС) сооружения и/или основания: Пространственное распределение напряжений и деформаций в системе "сооружение-основание", развивающихся в процессе их взаимодействия.

3.12 Несущая способность основания: Способность грунта основания выдерживать максимальную нагрузку, передаваемую на него сооружением, без развития поверхностей скольжения, приводящих к разрушению оснований и полной непригодности сооружений к эксплуатации.

3.13 Основание гидротехнического сооружения: Естественная или искусственно сформированная (техногенная) грунтовая толща, находящаяся под подошвой сооружения или вмещающая его фундамент, водоупорные элементы и дренажные устройства.

3.14 Ползучесть грунта: Процесс длительного деформирования грунта во времени под действием постоянной нагрузки.

3.15 Предельное равновесие системы "сооружение-основание": Состояние системы, при котором незначительное увеличение внешней нагрузки приводит к нарушению установившегося равновесия и вызывает потерю устойчивости грунта, сопровождающуюся выпором грунта из-под подошвы сооружения со значительным нарастанием осадки.

3.16 Предельное состояние (прочность) грунта: Состояние грунта в точке, при котором касательные и нормальные напряжения в элементе грунта связаны критерием прочности (Кулона, Кулона-Мора, Мизеса-Шлейхера и т.д.), а деформации сдвига могут развиваться неограниченно.

3.17 Прочность грунта длительная: Прочность грунта при длительном действии нагрузки.

3.18 Расчетный грунтовый элемент (РГЭ): Объем грунта, в пределах которого нормативные и (или) расчетные значения характеристик грунта принимаются постоянными или закономерно изменяющимися по направлению.

3.19 Расчетная геомеханическая модель объекта: Совокупность расчетных грунтовых элементов в рассматриваемой области основания.

3.20 Сопротивление недренированному сдвигу: Максимальное сопротивление грунта сдвигающей нагрузке в условиях отсутствия дренирования.

3.21 Фильтрационная прочность: Способность основания сопротивляться деструктивному воздействию фильтрационного потока, проявляющемуся в виде механической или химической суффозии.

3.22 Фильтрация: Движение воды в грунтах и пористых средах под действием гравитационных сил.

4 ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ

4.1 Основные положения

4.1.1 Проектирование оснований гидротехнических сооружений выполняется на основе:

- результатов инженерно-геологических, геокриологических и гидрогеологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре, составе, физико-механических и теплофизических характеристиках элементов массива грунта, напорах, уровнях и химическом составе подземных вод, областях их питания и дренирования, наличии мерзлоты и т.д.;

- данных о сейсмической активности района возведения сооружения;
- опыта возведения аналогичных гидротехнических сооружений в сходных инженерно-геологических и климатических условиях;
- данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (назначение, класс, тип, конструкция, размеры, порядок возведения, действующие нагрузки, воздействия, условия эксплуатации и т.д.);
- учета социально-экономических условий района строительства;
- технико-экономического сравнения вариантов проектных решений, обеспечивающего принятие оптимального варианта с рациональным использованием прочностных, деформационных или других свойств грунтов основания и материалов возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах и выполнении требований безопасности - технической, социальной и экологической.

4.1.2 Для обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений выполняются расчеты гидравлического, фильтрационного и температурного режимов, а также напряженно-деформированного состояния системы "сооружение-основание" на основе применения современных, главным образом численных методов механики сплошной среды, с учетом реальных свойств материалов и пород оснований. Обеспечение надежности системы "сооружение-основание" обосновывается результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности (в том числе фильтрационной), устойчивости, деформаций и смещений. Основопологающим условием обеспечения надежности является условие:

$$\gamma_{ic} F_0 \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_0, \quad (1)$$

здесь F_0 - расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определяемого с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f ;

R_0 - расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого с учетом коэффициентов надежности по грунту γ_g ;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения;

γ_{ic} - коэффициенты сочетаний нагрузок;

γ_c - коэффициенты условий работы.

4.1.3 Нагрузки и воздействия на основание определяются расчетом исходя из совместной работы сооружения и основания. Величина и направление сейсмических воздействий определяются с учетом характера воздействия, положения очага и эпицентра землетрясения.

4.1.4 Расчеты оснований гидротехнических сооружений производятся по двум группам предельных состояний:

- по первой группе (потеря несущей способности и (или) полная непригодность

оснований и сооружений к эксплуатации) - расчеты общей прочности и устойчивости системы "сооружение-основание", расчеты перемещений, от которых зависят прочность и устойчивость;

- по второй группе (непригодность к нормальной эксплуатации) - расчеты местной, в том числе, фильтрационной прочности оснований, перемещений и деформаций, не относящихся к расчетам по первой группе. Деление расчетов на две группы предельных состояний учитывает характер возможных последствий при достижении соответствующего предельного состояния. Меньшая значимость возможных последствий при достижении предельных состояний второй группы по сравнению с предельными состояниями первой группы учитывается регламентацией соответственно и менее жестких расчетных условий.

4.1.5 Расчеты по первой группе выполняются с целью недопущения следующих предельных состояний, исключающих полную непригодность к эксплуатации:

- потери основанием несущей способности, а сооружением - устойчивости;
- нарушений общей фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и другим последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;
- нарушений противофильтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов;
- неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимых по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противофильтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т.п.).

По предельным состояниям первой группы выполняют расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен). К расчетам по первой группе предельных состояний относятся также расчеты перемещений сооружений или их конструктивных элементов, поведение которых может приводить к невозможности эксплуатации технологических систем объекта. Откосы, расположенные в непосредственной близости от сооружений и в местах примыкания последних, должны рассчитываться на устойчивость по первой группе предельных состояний. Если потеря устойчивости таких откосов не приводит сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, то расчеты откосов ведется по второй группе предельных состояний.

4.1.6 Расчеты по второй группе выполняются с целью недопущения следующих предельных состояний, обуславливающих непригодность сооружений и их оснований к нормальной эксплуатации:

- нарушений местной прочности отдельных областей основания, приводящих к повышению противодавления, увеличению фильтрационного расхода, перемещений и

наклона сооружений;

- проявлений ползучести и трещинообразования в грунтах;
- перемещений сооружений и грунтов в основании, приводящих к осложнениям в эксплуатации объекта;
- потери устойчивости склонов и откосов, вызывающей частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и другие последствия;
- если потеря устойчивости склонов приводит сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, расчеты устойчивости таких склонов производят по предельным состояниям первой группы.

В том случае, когда расчеты местной прочности основания свидетельствуют о возможности потери несущей способности основания в целом, предусматриваются мероприятия по увеличению прочности основания или изменению конструкции системы "сооружение-основание", обеспечивающие выполнение условия (1) для первой группы предельных состояний.

4.1.7 При проектировании оснований гидротехнических сооружений, подверженных действию динамических нагрузок, расчеты оснований, в необходимых случаях, производят с учетом динамического характера взаимодействия сооружения с основанием (используя, как правило, нелинейные модели грунтов) и возможного изменения свойств грунтов при динамических (циклических) воздействиях.

4.1.8 Наряду с детерминистическими методами расчета прочности оснований и устойчивости гидротехнических сооружений используют вероятностные методы оценки их надежности и отказов.

При оценке вероятности отказа системы "сооружение-основание" оценивают вероятность выполнения условия:

$$R_k - F_k > 0. \quad (2)$$

При этом, обобщенная сила предельного сопротивления R_k и обобщенное силовое воздействие F_k , соответствующие сочетанию нагрузок, рассматриваются как величины, имеющие случайный характер. Полученная вероятность отказа сравнивается с нормативным уровнем отказа (потерей устойчивости и т.д.).

Таблица 1 – Вероятность отказа сооружений

Класс гидротехнических сооружений	Вероятность отказа, 1/год
I	$5 \cdot 10^{-5}$
II	$5 \cdot 10^{-4}$
III	$2,5 \cdot 10^{-3}$
IV	$5 \cdot 10^{-3}$

Значения нормативных уровней вероятности отказа (потери устойчивости

сооружения, нарушения прочности основания), отнесенные к сроку службы сооружения T_0 , принимают на основе статистических данных по отказам (авариям) и повреждениям. При отсутствии таких данных допускается пользоваться данными таблицы 1.

4.2 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

4.2.1 Физико-механические характеристики грунтов определяют для использования их значений при:

- классификации грунтов основания и выделения ИГЭ;
- определении одних показателей через другие с помощью функциональных или корреляционных зависимостей;
- решении задач проектирования оснований гидротехнических сооружений.

4.2.2 Для классификации грунтов и проектирования оснований гидротехнических сооружений определяют экспериментально и вычисляют классификационные и физико-механические показатели, а также дополнительные характеристики грунтов:

- давление предуплотнения p'_c ;
- угол внутреннего трения и удельное сцепление в эффективных напряжениях φ' , c' и в полных напряжениях φ , c ;
- сопротивление недренированному сдвигу s_u ;
- коэффициент поперечной деформации ν ;
- коэффициент фильтрации k ;
- коэффициент консолидации c_v ;
- параметры ползучести δ_{crp} и $\delta_{1,crp}$ (по теории наследственной ползучести);
- показатели фильтрационной прочности грунтов (местный и осредненный критические градиенты напора l_{cr} , $l_{cr,m}$ и критические скорости фильтрации);
- скорости распространения продольных и поперечных волн в массиве;
- динамическое сопротивление недренированному сдвигу s_u^d ;
- динамический модуль сдвига G^d ;
- динамический модуль объемного сжатия K^d ;
- динамический коэффициент затухания (демпфирования) D^d ;
- удельное водопоглощение q ;
- коэффициент упругой водоотдачи грунта μ_1 ;
- коэффициент гравитационной водоотдачи грунта μ ;
- параметры трещин (модуль трещиноватости M_j , углы падения $\lambda_{j,d}$ и простираения $\alpha_{j,l}$, длину l_j , ширину раскрытия b_j);
- параметры заполнителя трещин (степень заполнения, состав, характеристики свойств);
- коэффициент морозного пучения K_h ;
- удельную нормальную и касательную силы пучения σ_h и τ_h ;

- предел прочности элементарного породного блока скального грунта на одноосное сжатие R_c ;
- предел прочности отдельности скального грунта на одноосное растяжение R_B ;
- предел прочности массива скального грунта на растяжение $R_{t,m}$ и сжатие $R_{c,m}$;
- предел прочности массива на сдвиг R_s ;
- липкость (предел адгезионной прочности глинистых грунтов) L ;
- теплопроводность талого грунта λ_{th} ;
- теплопроводность мерзлого грунта λ_f ;
- объемную теплоемкость талого грунта c_{th} ;
- объемную теплоемкость мерзлого грунта c_f ;
- коэффициент сжимаемости мерзлого грунта δ_f ;
- коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта δ ;
- коэффициент оттаивания A_{th} ;
- коэффициент трения на контакте сооружения с грунтом $tg\varphi_s$.

4.2.3 Нормативные значения характеристик грунтов X_n устанавливаются на основе результатов полевых и лабораторных исследований, проводимых в условиях, максимально приближенных к условиям работы грунта в рассматриваемой системе "сооружение-основание". За нормативные значения всех характеристик принимают их средние статистические значения.

Расчетные значения характеристик грунтов X определяются по формуле:

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (3)$$

где γ_g - коэффициент надежности по грунту.

4.2.4 Расчетные значения характеристик грунтов $tg\varphi_s$, c , s_u , ρ и R_c для расчетов по предельным состояниям первой группы обозначаются $tg\varphi_I$, c_I , s_{uI} , ρ_I и R_{cI} , второй группы - $tg\varphi_{II}$, c_{II} , s_{uII} , ρ_{II} и R_{cII} . При определении расчетных значений $tg\varphi_I$, c_I , s_{uI} , ρ_I и R_{cI} коэффициент надежности по грунту γ_g определяется при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Расчетные значения характеристик для расчетов по предельным состояниям второй группы принимают равными нормативным, т.е. при значении $\gamma_g = 1$.

4.2.5 При проектировании системы "сооружение-основание" учитывают возможное изменение физико-механических характеристик грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения, связанное с изменением гидрогеологического режима, напряженно-деформированного состояния основания, последовательностью и условиями ведения строительных работ, искусственным регулированием физико-механических свойств грунтов.

4.2.6 Расчетные значения характеристик $tg\varphi'_I$, c'_I и s_{uI} вычисляют, используя коэффициент надежности по грунту γ_g при $\alpha = 0,95$. Если полученное значение γ_g будет более 1,25 (для илов - 1,4) или менее 1,05, то его принимают соответственно равным $\gamma_g = 1,25$ (для илов - 1,4) и $\gamma_g = 1,05$. Расчетные значения характеристик $tg\varphi'_{II}$, c'_{II} и s_{uII} принимают равными их нормативным значениям.

4.2.7 Для грунтов оснований сооружений I - III классов дополнительно к испытаниям лабораторными методами проводят испытания в полевых условиях методами статического и динамического зондирования, вращательного среза, а для оснований бетонных и железобетонных сооружений - методом сдвига штампов. Испытания указанными методами и определение по их результатам нормативных значений характеристик $tg\varphi'_n$, c'_n и s_{un} следует проводить для ситуаций, соответствующих основным расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

4.2.8 При испытаниях крупнообломочных грунтов применяют моделирование гранулометрических составов и методов, включающих получение экспериментальных зависимостей характеристик прочностных и деформационных свойств испытываемого грунта от параметров плотности сложения и гранулометрического состава.

4.2.9 Нормативные значения статического модуля деформации E_n скальных грунтов определяют по результатам полевых штамповых и прессиометрических опытов, а также по результатам компрессионных испытаний и (или) испытаний методом трехосного сжатия. Для грунтов оснований и грунтовых сооружений I и II классов проведение испытаний методом трехосного сжатия является обязательным.

Траектории нагружения образцов и методики обработки результатов испытаний учитывают историю нагружения грунтового массива (величину давления предуплотнения p'_c и степень переуплотнения грунта), диапазоны изменения напряжений в РГЭ и метод расчета или модельного исследования, для которых предназначены расчетные характеристики. В том случае если ожидаемое максимальное давление на элемент основания превышает давление предуплотнения p'_c , определяют не только вторичный E'' , но и первичный E' модули деформации.

Вторичный модуль E'' определяется по компрессионной кривой в интервале напряжений от бытового на изучаемой глубине до p'_c . Первичный модуль E' определяется по компрессионной кривой в интервале напряжений от p'_c до максимального ожидаемого напряжения на изучаемой глубине.

Нормативные значения E''_n и E'_n назначаются постоянными или переменными по глубине. Модуль деформации скальных грунтов на стадии обоснования инвестиций определяется с помощью сейсмоакустических методов. Расчетные значения модулей деформации E'' и E' принимают равными нормативным.

4.2.10 Коэффициент уплотнения a определяется методом компрессионного либо трехосного сжатия. Расчетные значения коэффициента уплотнения принимают равным нормативным.

4.2.11 Нормативные значения коэффициентов поперечной деформации ν_n

определяются по результатам испытаний методом трехосного сжатия по консолидированно-дренированной схеме с независимым измерением продольных и поперечных деформаций образца грунта. Значения ν_n определяют как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν принимают равными нормативным.

При отсутствии экспериментальных значений ν расчетные значения коэффициента ν при обосновании принимаются по таблице 2.

Таблица 2 - Коэффициент поперечной деформации ν

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν	
	немерзлое состояние	твердомерзлое состояние
Глины при:		
$I_L < 0$	0,20 - 0,30	0,30 - 0,35
$0 < I_L < 0,25$	0,30 - 0,38	0,35 - 0,39
$0,25 < I_L$	0,38 - 0,45	0,39 - 0,41
Суглинки	0,35 - 0,37	0,27 - 0,33
Пески и супеси	0,30 - 0,35	0,20 - 0,30
Крупнообломочные грунты	0,27	0,20 - 0,25
Примечание - Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.		

4.2.12 Для обоснования безопасной и надежной работы грунтов оснований ГТС при действии динамических нагрузок и воздействий производят:

- оценку величины динамического сопротивления недренированному сдвигу s_u^d ;
- оценку динамики роста избыточного порового давления в несвязных и связных грунтах в процессе динамического воздействия и его величины после завершения динамического воздействия;
- оценку величины постциклической прочности грунтов (прочности грунтов после завершения динамического воздействия);
- оценку динамических модулей сдвига G^d , объемного сжатия K^d и коэффициента демпфирования D^d в процессе динамического воздействия, которые необходимы для определения возникающих в грунте дополнительных деформаций и сдвигающих напряжений;
- оценку величины дополнительных осадок и кренов сооружения и грунтового основания вследствие динамического воздействия.

Под динамическими воздействиями понимают напряжения и деформации, возникающие в грунтовом основании при совместной работе системы "сооружение-основание" и действии сейсмических, волновых или ледовых нагрузок. Каждая из

нагрузок характеризуется своей продолжительностью T , характерной частотой f , пиковыми значениями касательных напряжений $\tau_{\max}$ и $\tau_{\min}$. Указанные характеристики есть результат построения модели внешнего воздействия, существенно упрощающий реальный, негармонический и нерегулярный характер силового взаимодействия сооружения с грунтовым основанием.

4.2.13 Динамические параметры прочности грунтов являются интегральными характеристиками и одновременно зависят как от физико-механических свойств грунтов, так и от параметров внешних воздействий. Метод определения параметров прочности при динамических воздействиях - расчетно-экспериментальный с использованием последовательных приближений. Прочность грунтов при динамических воздействиях определяют на основе гипотезы о возможности линейного независимого суммирования результатов внешних воздействий (накопления повреждений) Палмгрена-Майнера. Основой расчетно-экспериментальных оценок динамических характеристик являются результаты полевых (статическое зондирование, ультразвуковое зондирование, сейсмозондирование) и лабораторных испытаний грунтов.

4.2.14 Задача лабораторных экспериментальных исследований - определение уровня циклических напряжений при заданном уровне статических напряжений, выдерживаемых грунтом до разрушения (в условиях заданного НДС). Программой испытаний учитываются различные потенциальные формы потери устойчивости системы "сооружение-основание", а также прогнозируемые уровни статических и циклических напряжений в основании.

4.2.15 Динамические характеристики прочности связанных и несвязных грунтов определяют в долях от статической прочности и устанавливают для каждого вида воздействий индивидуально. Параметрами для сравнения выступают эффективный угол внутреннего трения φ для несвязных грунтов и сопротивление недренированному сдвигу s_u для связных грунтов, полученные по результатам статических испытаний. Для несвязных грунтов при ограниченной дренирующей способности основания и однородном напряженно-деформированном состоянии прочность описывается введением так называемого динамического угла трения:

$$\frac{tg\varphi_d}{tg\varphi_{сп}} = 1 - \frac{\Delta U}{\sigma'_{v0}},$$

где ΔU - накопленное за время расчетного воздействия избыточное поровое давление.

4.2.16 Нормативные значения параметров ползучести $\delta_{ср,n}$ и $\delta_{1,ср,n}$ определяются как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученные для расчетов осадок по результатам компрессионных испытаний и для расчетов горизонтальных смещений - по результатам сдвиговых испытаний. При этом испытания проводятся с фиксацией деформаций во времени на каждой ступени нагрузки. Частные значения $\delta_{ср}$ и $\delta_{1,ср}$ определяют исходя из зависимости:

$$\epsilon_{t,i} = \epsilon_{0,i} \left[1 + \frac{\delta_{crp,i}}{\delta_{1,crp,i}} (1 - e^{-\delta_{1,crp,i} t}) \right], \quad (4)$$

где $\epsilon_{t,i}$ - частные значения деформаций компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформаций сдвига (при сдвиговых испытаниях) в момент времени t ;
 $\epsilon_{0,i}$ - частные значения мгновенной деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях).
 Расчетные значения $\delta_{crp,n}$ и $\delta_{1,crp,n}$ принимают равными нормативным.

4.2.17 Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента консолидации $c_{v,n} = c_v$ определяется как среднее арифметическое из частных значений этой характеристики, полученных по результатам испытаний в одометрах (применительно к одномерной задаче; c_v - определяется методом трехосного сжатия по консолидированно-недренированной схеме (приложение Б).

4.2.18 За нормативное значение коэффициента фильтрации k_n принимают среднее арифметическое частных значений коэффициента фильтрации грунта, определяемых (применительно к ламинарному движению воды по закону Дарси) на основе результатов испытаний грунта на водопроницаемость в лабораторных или полевых условиях с учетом воспринимаемого грунтом геостатического давления и нагрузок, возникающих после возведения сооружения, а также с учетом структурных особенностей грунта. При резко выраженной фильтрационной анизотропии, когда водопроницаемость грунта изменяется в зависимости от направления более чем в 5 раз, определяют коэффициенты фильтрации по главным осям анизотропии. Расчетные значения коэффициента фильтрации принимают равными нормативным.

4.2.19 Расчетные значения осредненного критического градиента напора $l_{cr,m}$ в основании сооружения с дренажем принимают по таблице 3.

Таблица 3 - Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$
Песок:	
мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,6
Суглинок	0,8
Глина	1,35

4.2.20 Нормативные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{1,n}$ и μ_n определяют по результатам натурных наблюдений за изменением напоров и

уровней воды в измерительных скважинах, установленных в ИГЭ основания, при фиксации напора в заданной точке (например, в опытной скважине). Расчетные значения коэффициентов μ_1 и μ принимают равным нормативным.

4.2.21 Липкость (адгезионную прочность) грунта L определяют путем отрыва образца материала от грунтового массива. Расчетное значение липкости принимают равным нормативному.

4.2.22 Расчетное значение коэффициента трения на контакте негрунтового сооружения с грунтом основания, $tg\varphi'_s$ в случае отсутствия результатов прямых определений назначается не более $2/3$ величины $tg\varphi'$ грунта верхнего слоя основания, контактирующего с поверхностью сооружения.

4.2.23 Нормативные значения предела прочности образца скального грунта на одноосное сжатие $R_{c,n}$ и одноосное растяжение $R_{t,n}$, а также предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение $R_{t,m,n}$ и одноосное сжатие $R_{c,m,n}$ определяют как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях методами сжатия и растяжения соответственно в лабораторных и в полевых условиях. В лабораторных условиях применяют косвенные методы испытаний (например, с использованием соосных пуансонов, сферических индикаторов).

4.2.24 Частные значения пределов прочности на сжатие и растяжение массива, определяют экспериментально в полевых условиях: на сжатие - методом одноосного сжатия скальных целиков, на растяжение - методом отрыва бетонных штампов (по контакту бетон-скала) или скальных целиков (по массиву или трещинам) в условиях одноосного растяжения. Расчетные значения характеристик прочности $R^{c,I}$ и $R^{t,I}$ определяют при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Расчетные значения $R_{c,II}$, $R_{t,II}$, $R_{c,m,II}$ и $R_{t,m,II}$ принимаются равными их нормативным значениям.

4.2.25 Нормативные значения параметров $tg\varphi_n$ и c_n массивов скальных грунтов при статических воздействиях определяют для всех потенциально опасных расчетных поверхностей или элементарных площадок сдвига по результатам полевых или лабораторных (в том числе модельных) испытаний, проводимых методом медленного среза (сдвига) бетонных штампов или скальных целиков.

4.2.26 Обработку результатов испытаний для определения нормативных и расчетных значений $tg\varphi$ и c производят как для нескальных грунтов.

4.2.27 Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства расчетные значения $tg\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$, предназначенные для расчетных схем, принимают по таблице 5 с использованием аналогов, корреляционных связей и т.д. Значения $tg\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ для оснований сооружений I и II классов на стадиях проекта и рабочей документации, при соответствующем обосновании, принимают по этой таблице, если расчеты с использованием этих характеристик не определяют габариты сооружений. Данными этой таблицы пользуются во всех случаях при определении значений $tg\varphi$ и c , предназначенных для составления инженерно-геологических схем (моделей).

4.2.28 Для определения $tg\varphi_n$, c_n и на их основе $tg\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$ при динамических (в том числе сейсмических) воздействиях проводят испытания по специально разрабатываемой методике. Допускается значения $tg\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$, соответствующие эффективным напряжениям, принимать равными значениям при статических воздействиях.

4.2.29 Деформационные характеристики массивов скальных пород (E_n, v_n) определяют по результатам испытаний как методами статического нагружения скального грунта (E_n и v_n), так и динамическими (сейсмоакустическими или ультразвуковыми) методами по результатам измерения скоростей продольных $v_{p,n}$ и поперечных $v_{s,n}$ волн.

Для определения частных значений статических деформационных характеристик используются зависимости, полученные решением краевых задач теории упругости с граничными условиями, соответствующими условиям нагружения при испытаниях. Частные значения скоростей упругих волн определяют по фиксируемому в испытаниях времени прохождения волн между источником и приемником импульсов.

При проведении как динамических, так и статических испытаний для учета возможного влияния на искомые параметры таких факторов, как различные инженерные мероприятия (выемка скалы, укрепительные инъекции), так и вызванные трещиноватостью (анизотропия, неоднородность, нелинейная деформируемость пород, ползучесть) тщательно выбирают место и условия проведения испытаний или используют обоснованные корректирующие коэффициенты.

4.2.30 Нормативные значения характеристик деформируемости массивов скальных грунтов и упругих динамических характеристик для ИГЭ и (или) РГЭ определяют как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях. Нормативные значения E_n и v_n определяют из корреляционной зависимости между статической (E_n и v_n) и динамической ($v_{p,n}$ или $v_{s,n}$) характеристиками, установленными при сопоставлении частных сопряженных значений этих характеристик, полученных в одних и тех же точках массива, расположенных в разных ИГЭ и (или) РГЭ исследуемого основания. Для РГЭ нормативные значения E_n , v_n , $v_{p,n}$, $v_{s,n}$ определяются по единой нормативной зависимости данной характеристики от координаты.

4.2.31 Значение модуля деформации E_{II} , используемого в оценках смещений сооружений и оснований, определяют при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,85$, а значения E_I используемые в оценках устойчивости, - при $\alpha = 0,9$. При проведении как динамических, так и статических экспериментальных исследований учитывают возможное влияние на искомые параметры таких факторов, как различные инженерные мероприятия (выемка скалы, укрепительные инъекции), вызванные трещиноватостью (анизотропия, неоднородность, нелинейная деформируемость пород, ползучесть), а также выявленные особенности строения и свойств грунта.

4.2.32 Нормативные значения коэффициента фильтрации k_n и удельного водопоглощения q_n определяют как средние арифметические значения результатов,

полученных при испытаниях, выполненных одинаковым методом. В сложных гидрогеологических условиях (резко выраженная анизотропия фильтрационных свойств, карст, неопределенность граничных условий и др.) нормативное значение k_n определяют по результатам испытаний в кусте скважин. При определении k_n и q_n учитывают напряженное состояние грунта в изучаемой зоне основания и его влияние на фильтрационные характеристики скального массива. Расчетные значения коэффициента фильтрации k и удельного водопоглощения q принимают равными нормативным.

4.2.33 Нормативные значения критической скорости движения воды в трещинах (прослойках, тектонических зонах дробления) $v_{cr,j,n}$, определяют по результатам суффозионных испытаний заполнителя трещин (прослоек, зон дробления) и образцов самих породных блоков. Расчетные значения $v_{cr,j}$ принимают равным нормативным. Для оснований сооружений III и IV классов, а при соответствующем обосновании и для оснований сооружений I и II классов значения $v_{cr,j}$ определяют расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости фильтрующей воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин. Расчетные значения (равные нормативным) критического градиента напора $I_{cr,j}$ фильтрационного потока в направлении простирания рассматриваемой системы трещин также определяют расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

4.2.34 Нормативные и расчетные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{l,n}$, μ_n , μ_l и μ определяют по результатам испытаний в натурных условиях.

4.2.35 По деформируемости, прочности и фильтрационным свойствам в различных направлениях массивы скальных грунтов считают изотропными при коэффициенте анизотропии не более 3 и анизотропными - при коэффициенте анизотропии более 3.

4.2.36 Для сильнодеформируемых (при $E < 1000 \text{ МПа}$), легковыветриваемых, сильнотрещиноватых, размокающих и набухающих под воздействием воды полускальных грунтов применяют состав и методы определения их физико-механических характеристик и расчетов, соответствующие как скальным, так и нескальным грунтам.

4.3 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований

4.3.1 Проектирование оснований и прогноз изменения их состояния, в процессе эксплуатации гидротехнических сооружений, выполняются на основе инженерно-геологических и расчетных геомеханических моделей (схем). Инженерно-геологические модели используют при выборе района, участка и конкурирующих площадок размещения объекта, при компоновке сооружений объекта, при выборе типов сооружений, при конструировании сооружений, при составлении расчетных геомеханических схем и при обосновании экологической безопасности. Расчетные геомеханические модели используют при расчетах и проектировании конструкций сооружений, при обосновании их технической надежности, экологической

безопасности и экономической целесообразности.

4.3.2 Инженерно-геологическая модель (схема) основания представляет собой совокупность ИГЭ, каждый из которых характеризуется инженерно-геологическими и гидрогеологическими признаками и наделен постоянными нормативными и расчетными значениями классификационных, а при необходимости и других физико-механических показателей грунтов. Инженерно-геологическая модель представляется в виде набора карт и разрезов по различным характерным сечениям, отражающим необходимые для проектирования сооружения признаки и показатели грунтового массива основания. Кроме ИГЭ инженерно-геологическая модель содержит характеристику опасных природных процессов, включая их пространственное распространение, закономерности развития и интенсивность проявления.

4.3.3 Расчетная геомеханическая модель (схема) основания представляет собой совокупность РГЭ (расчетных грунтовых элементов), каждый из которых характеризуется для расчетов (или экспериментов) набором характеристик. Разработка расчетных геомеханических моделей основывается на инженерно-геологических схемах. Для одного и того же объекта, составляют несколько расчетных геомеханических схем, каждая из которых привязывается к конкретному методу и виду расчета (или эксперимента).

4.3.4 Для определения границ ИГЭ наряду с результатами лабораторных испытаний грунтов используются результаты полевых исследований методами статического и динамического зондирования, вращательного среза. Проверка правильности выделения ИГЭ выполняется путем сравнения фактических значений коэффициента вариации. При выделении РГЭ надлежит использовать все характеристики, входящие в рассматриваемую расчетную схему.

4.3.5 ИГЭ и РГЭ наделяются нормативными и расчетными значениями физико-механических характеристик грунтов.

4.4 Расчеты устойчивости (несущей способности) оснований

4.4.1 Основные положения

4.4.1.1 Расчеты устойчивости (несущей способности) системы "сооружение-основание" производятся для сооружений всех классов по предельным состояниям первой группы; расчеты устойчивости склонов (массивов) производят в зависимости от последствий их разрушения либо по предельным состояниям первой либо второй группы.

4.4.1.2 Критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы "сооружение-основание" и склонов является выполнение условия (1)

$$\gamma_{ic} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (5)$$

здесь F и R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся сдвинуть (повернуть) и

удержать систему "сооружение-основание" или склон. При их определении используют коэффициент сочетания нагрузок γ_{ic} и коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и по грунту γ_g . Коэффициент условий работы γ_c принимается по Таблице 6.

4.4.1.3 Расчеты устойчивости системы "сооружение-основание" и склонов производят методами, учитывающими все условия равновесия в предельном состоянии. В расчетах устойчивости рассматриваются все физически и кинематически возможные схемы потери устойчивости сооружений, систем "сооружение-основание", склонов (массивов).

4.4.1.4 Расчеты выполняют для условий плоской или пространственной задач. Условия пространственной задачи принимают, если $l < 3b$ или $l < 3h$ (для шпунтовых сооружений и склонов), или когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $l < 3b (< 3h)$, где l и b соответственно длина и ширина сооружения, h - высота сооружения с учетом заглубления сооружений или шпунта в грунт основания. Используются решения плоской задачи для систем "сооружение-основание" и склонов, работающих в пространственных условиях, путем учета сил трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. При этом давление на боковые поверхности принимают равным давлению покоя. Это относится к сооружениям с фиксированными боковыми поверхностями, параллельными направлению сдвига, и не распространяется на грунтовые массивы с произвольной боковой поверхностью обрушения.

4.4.2 Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях

4.4.2.1 В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях рассматривают возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Выбор схемы зависит от вида сооружения, классификационной характеристики основания, схемы загрузки и других факторов. Перечисленные схемы сдвига имеют место как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане. Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, рассматривают схему общего обрушения откоса вместе с расположенным на нем сооружением. Для сооружений I класса, кроме перечисленных расчетов устойчивости, оценка степени их устойчивости может производиться на основе анализа результатов расчетов напряженно-деформированного состояния системы "сооружение-основание". Кроме того, наряду с детерминистическими методами расчетов выполняется вероятностный анализ надежности сооружений.

4.4.2.2 Расчеты устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига производят для всех сооружений, несущих вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для сооружений расчеты устойчивости производят только по схеме плоского сдвига в следующих случаях:

1) основания сооружений сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми $I_L < 0$ и полутвердыми $0 \leq I_L \leq 0,25$ пылевато-глинистыми грунтами при выполнении

условий:

а) для случая равномерной нагрузки и эксцентриситета в сторону верховой грани сооружения:

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m}{b\lambda_I} \leq N_0; \quad (6)$$

б) при эксцентриситете e_p равнодействующей всех сил, приложенных к сооружению в сторону низовой грани сооружения:

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m^*}{b_{\gamma_I}^*} \leq N_0, \quad (7)$$

2) основания сооружений сложены туго- ($0,25 < I_L \leq 0,5$) и мягкопластичными ($0,5 < I_L \leq 0,75$) глинистыми грунтами при выполнении условий (7) или (8) и следующих дополнительных условий:

$$\operatorname{tg} \psi_I = \operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I(s_{u,I})}{\sigma_m(\sigma_m^*)} \geq 0,45, \quad (8)$$

$$c_v^0 = \frac{k(1+e)t_0}{a\gamma_w h_0^2} \geq 4. \quad (9)$$

В формулах (6) - (9) обозначено:

N_{σ} - число моделирования;

σ_m, σ_m^* - среднее нормальное напряжение соответственно при ширине b и b^* ;

b - размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура) $b^* = b - 2e_p$;

e_p - эксцентриситет в сторону низовой грани сооружения нормальной силы P в плоскости подошвы, равный расстоянию от точки пересечения с подошвой фундамента равнодействующей всех сил до оси сооружения;

γ_I - удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия;

N_0 - безразмерное число, принимаемое для плотных песков $N_0 = 1$; для остальных грунтов $N_0 = 3$. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 уточняют по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

I_L - показатель текучести;

$\operatorname{tg} \psi_I$ - расчетное значение коэффициента сдвига;

$tg\varphi_I, c_I, s_{u,I}$ - расчетные значения характеристик прочности грунта основания с учетом степени его консолидации под нагрузкой от сооружения к расчетному моменту и возможного их снижения в зоне промораживания-оттаивания (при строительстве в ССКЗ);

c_v^0 - коэффициент степени консолидации грунта;

k - коэффициент фильтрации грунта;

e - коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

t_0 - время возведения сооружения;

a - коэффициент уплотнения; при его определении учитывается изменение e и σ во всем диапазоне изменения нагрузок на основание;

γ_w - удельный вес воды;

h_0 - расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая для сооружения с шириной подошвы b , на части которой b_d расположен дренаж, равной:

а) для однослойного основания:

при наличии водоупора, залегающего на глубине $h_1 (h_1 \leq H_c)$; (H_c - см. 4.6.2)

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (10)$$

при залегании в основании дренирующего слоя на глубине $h_1 (h_1 \leq H_c)$

$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (11)$$

б) для двухслойного основания с толщинами слоев h_1 и h_2 :

при наличии водоупора и при $k_1 \cong k_2 (h_1 + h_2 \leq H_c)$

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (12)$$

при наличии дренирующего слоя на глубине $h_1 + h_2 (h_1 + h_2 \leq H_c)$

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (13)$$

4.4.2.3 При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига принимают:

- при плоской подошве сооружения - плоскость опирания сооружения на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной поверхности сдвига, проходящей через верховой край подошвы (выбор плоской горизонтальной подошвы

сооружения требует специального обоснования);

- при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев;
- при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, - плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба;

- при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы следует относить к указанной плоскости, за исключением давления воды и пассивного давления грунта со стороны низовой грани сооружения, которые надлежит относить к плоскости, проходящей по подошве низового зуба);

- при наличии в основании сооружения каменной постели - плоскости, проходящие по контакту сооружения с постелью и постели с грунтом; при наличии у каменной постели заглубления в грунт рассматривают также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель;

- при наличии в основании зон, слоев или прослоек слабых грунтов, в том числе, в зонах промораживания-оттаивания, оценивают степень устойчивости сооружения применительно к расчетным плоскостям, проходящим в этих зонах или слоях.

4.4.2.4 При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости сдвига значения $R = R_{pl}$ и F в условиях (5) определяют по формулам:

$$R_{pl} = Ptg\varphi_I + \gamma'_c E_{p,tw} + Ac(s_{u,I}) + R_g, \quad (14)$$

$$F = T_{hw} + E_{h,w} - T_{tw}, \quad (15)$$

где R_{pl} - расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P - сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодействие);

$tg\varphi_I$, c_I , $s_{u,I}$ - характеристики прочности грунта по расчетной поверхности сдвига, причем c_I , $s_{u,I}$ учитываются только на той части площади основания, на которой отсутствуют растягивающие напряжения;

γ_c - коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных или теоретических исследований; при их отсутствии значение γ_c принимают равным 0,7 (при специальном обосновании допускается принимать $0,7 < \gamma_c \leq 1,0$);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ - соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны;

A - площадь проекции на поверхность сдвига подошвы сооружения, в пределах

которой учитывается сцепление;

R_g - горизонтальная составляющая силы сопротивлений свай, анкеров и т.д.;

F - расчетное значение сдвигающей силы;

T_{hw}, T_{lw} - суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта.

4.4.2.5 В случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом в плоскости подошвы $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$, расчет устойчивости сооружений производят по схеме плоского сдвига с поворотом в плане (l и b - размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения). Эксцентриситет e и силу предельного сопротивления при плоском сдвиге с поворотом в плане $R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}$ следует определять по указаниям, приведенным в рекомендуемом приложении Д.

4.4.2.6 Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига производят:

- а) для всех типов сооружений, несущих только вертикальную нагрузку;
- б) для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки, расположенных на неоднородных основаниях.

4.4.2.7 Расчеты устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига производят для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на однородных основаниях.

4.4.2.8 Расчеты устойчивости сооружений на однородных основаниях по схеме глубинного и смешанного сдвига производят методами теории предельного равновесия (приложение Е), а на неоднородных основаниях - методами, оперирующими расчлененной на элементы призмой обрушения, сдвигаемой по ломаным или круглоцилиндрическим поверхностям сдвига.

4.4.2.9 Устойчивость сооружений I класса оценивают с помощью численного моделирования разрушения основания. Напряженно-деформированное состояние (НДС) системы "сооружение-основание" при таком моделировании определяют по нелинейным моделям грунта, дающим статически допустимые поля напряжений.

Параметры нелинейных моделей грунта назначаются по нормативным значениям деформационных и прочностных характеристик грунтов основания. Для численного моделирования разрушения при расчете НДС системы пропорционально увеличивают действующие на сооружение нагрузки. О наступлении разрушения при таких расчетах судят по моменту резкого роста расчетных смещений или отсутствию сходимости итерационного процесса. Достигнутый к моменту разрушения коэффициент перегрузки принимается в качестве коэффициента устойчивости.

4.4.2.10 При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных пылевато-глинистыми грунтами с коэффициентом водонасыщения $S_r \geq 0,85$ и коэффициентом степени консолидации $c_v^0 < 4$, учитывают нестабилизированное состояние грунта основания одним из двух приведенных ниже способов:

- а) принимая характеристики прочности $tg\varphi_l$ и c_l , соответствующие степени консолидации грунта основания к расчетному моменту (т.е. полным напряжениям) или

$s_{u,I}$, и не учитывая при этом в расчетах наличие избыточного порового давления, обусловленного консолидацией грунта;

б) учитывая по поверхности сдвига действие избыточного порового давления, возникающего при консолидации грунта (определяемое экспериментальным или расчетным путем), и принимая характеристики прочности $tg\varphi'_I$ и c'_I , соответствующие полностью консолидированному состоянию грунта (т.е. эффективным напряжениям).

4.4.2.11 При расчетах устойчивости сооружений на водонасыщенных нескальных основаниях, воспринимающих кроме статических также динамические нагрузки, учитывают влияние последних на несущую способность грунтов, обуславливающее снижение (против определенного в статических условиях) сопротивления недренированному сдвигу связных грунтов и возникновение избыточного порового давления в несвязных грунтах. Избыточное поровое давление при этом определяют расчетным путем или по результатам экспериментальных исследований.

4.4.3 Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях

4.4.3.1 Расчеты устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов и склонов выполняют по схемам сдвига по плоским или ломаным расчетным поверхностям. При этом определяющими являются результаты расчета по той схеме, которая показывает наименьшую надежность сооружения (откоса, склона). Для бетонных и железобетонных подпорных сооружений на скальных основаниях рассматривают схему предельного поворота (опрокидывания).

При плоской расчетной поверхности сдвига учитывают две возможные схемы нарушения устойчивости:

- поступательный сдвиг;
- сдвиг с поворотом в плане.

При ломаной расчетной поверхности сдвига учитывают три возможные расчетные схемы:

- сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный);
- сдвиг поперек ребер ломаной поверхности (поперечный);
- сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (косой).

При выборе расчетной схемы исходят из статически и кинематически возможных схем потери устойчивости сооружения и нарушения прочности основания. При этом учитывают, что опасными могут являться как поверхности, привязанные к различным контурам ослабления (к контакту сооружения с основанием, к системам трещин или единичным трещинам, разломам, зонам дробления в скальном массиве), так и поверхности, проходящие внутри трещиноватого скального массива в направлениях, не совпадающих с трещинами.

4.4.3.2 При расчете устойчивости потенциально опасными бывают поверхности сдвига, проходящие:

- по области контакта сооружения с основанием;
- внутри основания;

- частично по области контакта и частично внутри основания.

При этом учитывают, что первая из указанных видов поверхностей сдвига наиболее вероятна для сооружений на основаниях преимущественно с горизонтальной (или близкой к горизонтальной) поверхностью как в пределах контакта с сооружением, так и вне его (для гравитационных и контрфорсных плотин, подпорных стен и др.). Вторая и третья разновидности поверхностей сдвига наиболее вероятны для сооружений, возводимых в узких ущельях или имеющих заглубленную в основание подошву, в том числе для гравитационных и арочных плотин, для подпорных стен, на крутых склонах, а также при ступенчатой подошве сооружения.

4.4.3.3 Выбор схемы нарушения устойчивости сооружения или откоса (склона) и определение расчетных поверхностей сдвига производят, используя данные анализа инженерно-геологических структурных моделей, отражающих основные элементы трещиноватости скального массива (ориентировку, протяженность, мощность, шероховатость трещин, их частоту и т.д.) и наличие ослабленных прослоев и областей.

При оценке устойчивости скальных откосов необходимо иметь в виду, что характер их обрушения в значительной степени определяется геологическим строением (структурой) и геомеханическими характеристиками скального массива, на основании анализа которых и производится выбор расчетной схемы и метода расчета. Для скальных откосов потенциально опасными являются поверхности ослабления скального массива (трещины, слабые прослои, тектонические зоны и т.п.).

4.4.3.4 При оценке устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочных плотин) либо любых других скальных массивов при ломаной поверхности сдвига, где смещение массива принимается состоящим из перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, рассматривают сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности (продольно-поперечный сдвиг).

Метод оценки устойчивости береговых упорных массивов основывается на следующих исходных положениях:

- расчетные опорные скальные блоки рассматриваются как неизменяемое твердое тело;
- в рассмотрение вводятся силы без учета их моментов;
- разложение главного вектора приложенных к блоку активных сил на составляющие производится на направления нормалей к плоскостям сдвига и направление линии их пересечения;
- условием, определяющим кинематику смещения массива, состоящего из виртуальных перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, является направление главного вектора приложенных сил под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (продольно-поперечный сдвиг);
- условием для перехода от сдвига по граням двугранного угла вдоль линии их пересечения к сдвигу по одной из плоскостей является равенство нулю или отрицательное значение составляющей главного вектора приложенных сил, нормальной к другой из плоскостей сдвига;
- надежность берегового упора определяется результатом расчета наименее устойчивого из выделенных блоков.

4.4.3.5 Оценку устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов и склонов производят на основе анализа результатов расчета напряженно-деформированного состояния системы "сооружение-основание".

4.4.3.6 При расчете устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме сдвига вдоль ребер ломаной поверхности (продольный сдвиг) наиболее часто встречается случай сдвига расчетного блока по двум плоскостям, образующим двугранный угол, в направлении вдоль его ребра. Данная расчетная схема применима для скального массива или сооружения, рассматриваемого как единое твердое тело. Силы, воздействующие на расчетный блок призмы обрушения в какой-либо точке или зоне, принимаются как действующие на весь блок в целом. При оценке по данной схеме устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочных плотин) возможное смещение расчетного блока поперек призматической поверхности сдвига (поперек ребер) не учитывается.

Величины, входящие в условие (5), определяют по формулам:

$$F = T ; \quad (16)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_{I,II,i} + c_{I,II,i} A_i) + E_d R_g , \quad (17)$$

где F, R - то же, что и в формуле (5);

T - активная сдвигающая сила (проекция равнодействующей расчетной нагрузки на направление сдвига);

P_i - равнодействующая нормальных напряжений (сил), возникающих на i -м участке поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

R_g - сила сопротивления, ориентированная против направления сдвига, возникающая от анкерных усилий и т.д.;

n - число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II,i}$ - расчетные значения характеристик скальных грунтов для i -го участка и $c_{I,II,i}$ - расчетной поверхности сдвига, определяемые в соответствии с требованиями раздела 5;

A_i - площадь i -го участка расчетной поверхности сдвига;

E_d - расчетная сила сопротивления упорного массива (обратной засыпки), определяемая по п.4.4.3.7.

4.4.3.7 Расчетное значение силы сопротивления упорного массива или обратных засыпок определяют по формуле:

$$E_d = \gamma'_c E_{p,d} , \quad (18)$$

где $E_{p,d}$ - расчетное значение силы пассивного сопротивления.

Для упорного массива, содержащего поверхности ослабления, по которым данный

массив может быть сдвинут, значение $E_{p,d}$ определяют без учета характеристик $tg\varphi$ и c по упорной грани по формуле:

$$E_{p,d} = Q_g tg(\alpha + \varphi_{I,II}) + \frac{c_{I,II} A \cos \varphi_{I,II}}{\cos(\alpha + \varphi_{I,II})}, \quad (19)$$

где Q_g - вес призмы выпора;

A - площадь поверхности сдвига призмы выпора;

α - угол наклона поверхности сдвига (плоскости ослабления) призмы выпора к горизонту;

$tg\varphi_{I,II}, c_{I,II}$ - расчетные значения характеристик грунтов по поверхности сдвига (выпора);

γ'_c - коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от соотношения модулей деформации грунта упорного массива (обратной засыпки) E_s и основания E_f :

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \geq 0,8 \quad \gamma'_c = 0,7 ;$$

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \leq 0,1 \quad \gamma'_c = \frac{E_r}{E_{p,d}} ;$$

$$\text{при } 0,8 > \frac{E_s}{E_f} > 0,1 \quad \gamma'_c \text{ определяется линейной интерполяцией;}$$

E_r - давление покоя, определяемое по формуле

$$E_r = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (20)$$

где γ - удельный вес грунта упорного массива (обратной засыпки);

ν - коэффициент поперечной деформации грунта упорного массива;

h - высота упора на контакте с сооружением или откосом.

4.4.3.8 При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме сдвига с поворотом в плане учитывают возможное уменьшение сопротивления сдвигу R против значений сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения (см. приложение Г).

4.4.3.9 Расчеты устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига производят, расчленяя призму обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы. Расчленение призмы обрушения (сдвига) на элементы производят в соответствии с характером поверхности сдвига, структурой скального массива призмы и распределением действующих на нее сил.

В пределах каждого элемента по поверхности сдвига характеристики прочности скального грунта принимают постоянными. Выбор направлений расчленения призмы

обрушения на элементы и расчетного метода производят с учетом геологического строения массива. При наличии пересекающих призму обрушения (сдвига) поверхностей ослабления, по которым возможно достижение предельного равновесия призмы, плоскости раздела между элементами располагают по этим поверхностям ослабления.

Расчет устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига в условиях плоской задачи производят в зависимости от выбранного направления расчленения призмы обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы по любому расчетному методу, удовлетворяющему условиям равновесия в предельном состоянии как для каждого расчетного элемента (группы элементов) призмы, так и для всей призмы обрушения (сдвига) в целом. Допускается использовать для расчетов устойчивости методы, не отвечающие в полной мере вышеприведенным условиям, однако данные методы апробируются практикой и используются в тех пределах, когда результаты расчетов по ним согласуются с результатами расчетов устойчивости по методам, удовлетворяющим всем условиям равновесия в предельном состоянии.

4.4.3.10 Для оценки устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных откосов, относимых к I классу, при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету проводят исследования на моделях.

При экспериментальных исследованиях на моделях оснований сооружений или скальных склонов в соответствии с механическими условиями подобия (пород натуры и материала модели) воспроизводятся также наиболее важные особенности натурального массива: структура скального массива, его неоднородность и анизотропия деформационных и прочностных свойств. В первую очередь при этом находят отражение потенциально опасные нарушения (трещины, разломы и т.д.) натурального массива.

4.5 Фильтрационные расчеты основания

4.5.1 При проектировании основания гидротехнического сооружения обеспечивают фильтрационную прочность грунтов, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодействие фильтрующейся воды на подошву сооружения. В зависимости от конструктивного обустройства подземного контура сооружения и гидрогеологических характеристик оснований надлежит определять:

форму свободной поверхности и распределение напора фильтрационного потока вдоль подземного контура сооружения в каждом из выбранных сечений (створов) расчетной области основания;

расходы и градиенты напора фильтрационного потока внутри расчетной области основания, особенно в местах сопряжений расчетных грунтовых элементов (РГЭ) с резко отличающимися фильтрационными свойствами, и на участках разгрузки потока (при высачивании на откосы, в дренажные устройства и т.п.);

силовое воздействие фильтрационного потока на массив грунта основания;

общую и местную фильтрационную прочность грунтов в основании, причем общую фильтрационную прочность следует оценивать лишь для нескальных грунтов основания, а местную - для всех классов грунтов;

конструкцию и характеристики дренажного и противofiltrационного обустройства основания сооружения, а также схемы размещения в нем измерительной и регистрирующей аппаратуры, с помощью которой контролируют параметры фильтрационных потоков (полей) и суффозионную устойчивость грунтов.

4.5.2 Формирование фильтрационных полей в выбранных створах основания определяют путем моделирования фильтрационного потока на физических, аналоговых или численных моделях, позволяющими получать картину распределения напора и градиента - скоростные характеристики потока как в области ламинарной фильтрации, так и при необходимости - при квадратичном режиме течения фильтрующейся воды. По результатам моделирования устанавливают "активную зону" основания, за пределами которой возможное изменение характеристик слагающих его грунтов существенно не повлияет на условия формирования фильтрационного поля в расчетном створе. В простых, поддающихся несложной схематизации случаях, фильтрационные расчеты выполняют аналитическими методами.

4.5.3 Расчеты и моделирование фильтрационного потока осуществляются на базе данных, полученных при инженерных изысканиях и достаточно полно отражающих геологическую структуру грунтового массива основания, с выделением в нем наиболее характерных по своим фильтрационным свойствам участков, попадающих в "активную зону" области фильтрации, учитывая возможное изменение этих свойств во времени (вследствие увеличения или уменьшения напряжений и деформаций в грунтовой толще основания, криогенных и микробиологических процессов, и т.п.).

4.5.4 Фильтрационную прочность основания оценивают, сопоставляя полученные в результате моделирования характеристики фильтрационных полей (градиенты напора, скорости фильтрации) с их критическими значениями.

4.5.5 Местную фильтрационную прочность нескального основания, которая, в отличие от общей, обусловлена исключительно конкретными проявлениями (видами) нарушения суффозионной устойчивости грунтов, определяют в следующих областях основания:

- в месте выхода (разгрузки) фильтрационного потока из толщи основания в нижний бьеф, дренажное устройство;

- в прослойках суффозионно-неустойчивых грунтов;

- в местах с большим падением напора фильтрационного потока, например при обтекании подземных преград;

- на участках контакта грунтов с существенно разными фильтрационными свойствами и структурой.

Местную фильтрационную прочность нескального основания надлежит оценивать, исходя из общего условия по формуле (1), полагая F_0 и R_0 равными соответственно местному градиенту напора I_{est} в рассматриваемой области основания и местному критическому градиенту напора I_{cr} . Местную фильтрационную прочность скального основания надлежит оценивать аналогичным образом исходя из условия (1), в котором параметры F_0 и R_0 принимаются равными соответственно средней скорости движения воды в трещинах массива основания $v_{est,j}$ и критической скорости движения воды в

трещинах $v_{cr,j}$. Коэффициенты γ_n , γ_{ic} и γ_c при оценках местной прочности принимают такими же, как при расчетах общей фильтрационной прочности.

4.5.6 При выборе системы дренажного и противофильтрационного обустройства основания проектируемого сооружения учитывают инженерно-геологические условия участка сооружения, условия его эксплуатации и требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т.п.

Система дренажных и противофильтрационных мероприятий используется для предотвращения нарушения устойчивости склонов в нижних барьерах сооружений, бассейнов ГАЭС и бассейнов суточного регулирования.

4.5.7 Устройство противофильтрационных завес (преград) обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабоводоустойчивыми и быстрорастворимыми, а также суффозионно неустойчивыми грунтами (гипс, ангидрит, каменная соль, засоленные и загипсованные, а также сильноразнозернистые грунты и т.д.), а также в случаях необходимости предотвращения нежелательных фильтрационных потерь.

4.5.8 Противофильтрационные преграды (завесы, понуры, экраны) выполняются из малопроницаемых материалов, коэффициент фильтрации которых как минимум в 20 раз меньше коэффициента фильтрации основания. Толщина противофильтрационной завесы обеспечивают не превышение критического градиента, определяющего фильтрационную прочность самой завесы. На участках сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях уменьшения градиентов напора фильтрационного потока в этом месте и дополнительного уплотнения грунта для предотвращения его суффозии в проекте предусматривают местное усиление завесы.

4.5.9 При близком залегании слабопроницаемых грунтов противофильтрационную завесу сопрягают с водоупором; при глубоком залегании водоупора рассматривается висячая завеса. Параметры противофильтрационной завесы (глубину, длину, толщину и местоположение в основании сооружений) обосновываются расчетом или результатами экспериментальных исследований. Для сооружений III и IV классов вместо расчетов можно использовать аналоги.

4.5.10 При проектировании скальных оснований высоких бетонных плотин учитывают, что под напорной гранью в процессе подъема уровня верхнего бьефа (УВБ) может возникнуть зона разуплотнения значительных размеров с разрывом противофильтрационной завесы, многократным увеличением фильтрационных расходов, а также с заметным увеличением противодействия. В связи с этим в проекте оценивают размеры этих зон и предусматривают технические и технологические решения, обеспечивающие возможность восстановления требуемой водонепроницаемости завесы - как в процессе строительства и подъема УВБ, так и в процессе эксплуатации сооружения.

4.5.11 В месте сопряжения противофильтрационных устройств грунтовых плотин со скальными грунтами основания или берегами, в проектах предусматривают укладку и уплотнение грунта, устойчивого к суффозии и способного колюматировать трещины в скале.

4.5.12 В проектах оснований водоподпорных сооружений в качестве мероприятия по

снижению противодействия предусматривают разного вида дренажные устройства. В скальных основаниях дренаж следует располагать главным образом со стороны напорной грани сооружения, а при недостаточной эффективности работы такого дренажа - и в средней части его подошвы. Местоположение дренажа и его размеры определяют исходя из требований необходимого снижения фильтрационного противодействия на подошву сооружения и обеспечения допустимых значений выходных градиентов напора, не приводящих к нарушению фильтрационной прочности грунтов основания. Отказ от устройства дренажа основания допускается при наличии в основании грунтов, подверженных химической или механической суффозии.

4.5.13 При проектировании противофильтрационной завесы в нескальном основании следует принимать следующие критические градиенты напора:

- в инъекционной завесе в гравийных и галечниковых грунтах - 7,5; в песках крупных и средней крупности - 6,0 и в мелких песках - 4,0;
- в завесе (диафрагме), сооружаемой способом "стена в грунте", в грунтах с коэффициентами фильтрации до 200 м/сут, в зависимости от материала и длительности ее эксплуатации - по таблице 8, в которой также приведены характеристики материалов, используемые при расчетах механической прочности завесы.

4.5.14 При проектировании противофильтрационной цементационной завесы в скальном основании принимают критический градиент напора I_{cr} в завесе в зависимости от удельного водопоглощения в пределах завесы q_c . В случае когда завеса (одна или в сочетании с другими противофильтрационными устройствами) также защищает от выщелачивания содержащиеся в основании растворимые грунты, допустимое удельное водопоглощение следует обосновывать либо расчетами, либо экспериментальными исследованиями. Проницаемость противофильтрационной завесы проектируют меньше проницаемости грунта основания не менее чем в 10 раз.

4.5.15 Для предотвращения выпора грунта на участках, где фильтрационный поток с градиентами напора, близкими к единице, выходит на поверхность основания, в проекте предусматривают проницаемую пригрузку или разгрузочный дренаж. Материал пригрузки подбираются по принципу обратного фильтра для защиты грунта основания от контактной суффозии. Необходимая толщина пригрузки определяется исходя из условия недопущения фильтрационного выпора грунта.

4.6 Расчет местной прочности скальных оснований

4.6.1 Расчет местной прочности скальных оснований гидротехнических сооружений производят:

- для установления необходимости разработки мероприятий, предотвращающих возможное нарушение противофильтрационных устройств;
- для учета при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружений;
- для учета достижения предела местной прочности при расчетах напряженно-деформированного состояния системы "сооружение-основание".

Расчет местной прочности производят для оснований сооружений I и II классов по предельным состояниям второй группы при основном сочетании нагрузок. При этом значения коэффициентов γ_n и γ_{ic} принимают равными единице ($\gamma_n = \gamma_{ic} = 1$). Коэффициент γ_c принимается равным 0,95.

4.6.2 Проверку местной прочности скальных оснований производят по расчетным площадкам:

- а) совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам в массиве;
- б) совпадающим с плоскостью, приуроченной к контакту "сооружение-основание" и к контактам скальной породы с укрепительными конструкциями в основании (шпонками, зубьями, решетками и т.д.);
- в) не совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам и к контакту "сооружение-основание".

4.6.3 Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным во втором и третьем абзацах п.4.6.2 являются условия:

$$\sigma_j > R_{t,m,II}; \quad (21)$$

$$\theta_j = \frac{\sigma_j \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{\tau_j} = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta_j - \sigma_3 \cos^2 \beta_j) \operatorname{tg} \varphi_{j,II} + c_{j,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta_j \cos \beta_j} > 1, \quad (22)$$

где θ_j - отношение предельных касательных напряжений на расчетной площадке к эксплуатационным;

σ_j, τ_j - соответственно нормальное и касательное напряжения на расчетной площадке, приуроченной к плоскости трещины (контакта), от нормативных нагрузок в расчетном сочетании;

σ_1, σ_3 - соответственно максимальное и минимальное главные напряжения от тех же нагрузок;

β_j - острый угол между расчетной площадкой, приуроченной к трещине (контакту), и направлением главного напряжения σ_1 ;

$\operatorname{tg} \varphi_{j,II}, c_{j,II}$ - расчетные характеристики для расчетных площадок, приуроченных к трещинам (контакту);

$R_{t,m,II}$ - расчетное значение предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение.

4.6.4 Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в последнем абзаце 4.6.2 в, являются условия:

$$\sigma_3 > R_{t,m,II}; \quad (23)$$

$$\theta_m = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \sqrt{(\sigma_1 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \operatorname{tg} \varphi_{m,II} + c_{m,II})} > 1 \quad (24)$$

где $tg\varphi_{m,II}, c_{m,II}$ - расчетные характеристики для расчетных площадок, не приуроченных к трещинам и контакту "сооружение-основание".

4.6.5 Условия (21) и (23) при оценках возможности разуплотнения массива проверяют во всех указанных в п.4.6.2. случаях, а условия (22) и (24) при оценках возможности пластических деформаций - в этих же случаях, но только при $\sigma_3 < 0$. Условия (22) и (24) проверяют лишь для учета нарушений прочности основания при расчетах его напряженно-деформированного состояния и при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения. При оценке надежности противофильтрационных устройств проверка выполнения условия формулы (21) (если $\sigma_3 < 0$) при оценке разуплотнения основания для площадок, совпадающих с плоскостью завеса, не производится.

При невыполнении приведенных выше критериев местной прочности определяют очертания зон разуплотнения и пластических деформаций. Зона разуплотнения не должна пересекать цементационную завесу и дренаж. В противном случае, выполняются фильтрационные расчеты в нелинейной постановке с учетом измененного фильтрационного режима. Зона пластических деформаций не охватывает более 1/3 подошвы сооружения или потенциально опасной расчетной поверхности сдвига.

4.6.6 При определении напряжений $\sigma_j, \tau_j, \sigma_1, \sigma_3$ в формулах (21) - (24) применяют вычислительные и экспериментальные методы механики сплошной среды и геомеханики. Допускается рассматривать основание совместно с сооружением как систему линейно-деформируемых тел, на контакте между которыми выполняются условия равновесия и равенства перемещений.

При обосновании допускается схематизация системы "сооружение-основание", позволяющая решать плоскую задачу теории упругости применительно к одному или нескольким плоским сечениям. При этом поверхность основания принимается плоской, а тело основания - как однородным, так и состоящим из некоторого числа однородных областей либо имеющим непрерывно изменяющиеся характеристики.

При необходимости учитывают естественный рельеф поверхности основания, пространственный характер работы системы "сооружение-основание", а также детализировать распределение механических характеристик основания. В надлежащих случаях при определении напряженного состояния основания учитывают возможную анизотропию его свойств.

Если при определении напряжений в некоторых областях основания одно или несколько из условий, определенных по формулам (21) - (24), не выполняется, то производят уточнение решения задачи. Такое уточнение выполняют с использованием нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями или путем изменения геометрии сечения за счет исключения из рассмотрения указанных областей.

4.7 Определение контактных напряжений

4.7.1 Напряжения в основании сооружения определяют для использования их в

расчетах прочности конструкций и сооружений, устойчивости сооружений, а также в расчетах осадок, несущей способности и местной прочности оснований. При проектировании сооружений на скальных основаниях определение контактных напряжений необходимо для обоснования проектирования противофильтрационных мероприятий и оценки фильтрационной надежности подземного контура сооружений. Расположение цементационной завесы под плотиной в области, где имеют место растягивающие напряжения, резко снижает эффективность завесы, что требует разработки специальных конструктивных решений для обеспечения надежности подземного контура сооружения.

4.7.2 Контактные напряжения для сооружений I и II классов допускается, а для сооружений III и IV классов определяют упрощенными методами.

4.7.3 В расчетах прочности сооружений при использовании эпюр контактных напряжений, полученных из решения задач теории упругости, рассматривают дополнительно и вторую эпюру контактных напряжений, вычисленную одним из рекомендуемых упрощенных методов. Если полученные при этом изгибающие моменты имеют разные знаки, то при расчетах прочности рекомендуется использовать оба значения, уменьшенные на 10 % разности этих величин, а если одинаковые - то лишь больший изгибающий момент, также уменьшенный на указанную величину.

4.7.4 При определении контактных напряжений учитывают показатель гибкости сооружения t_{Π} , определяемый:

- а) при расчете сооружения по схеме плоской деформации:
в направлении длины сооружения

$$t_{\Pi} = \frac{hl^3b}{I_y}; \quad (25)$$

в направлении ширины сооружения

$$t_{\Pi} = \frac{hb^3\delta}{I_x}; \quad (26)$$

б) при расчете сооружения по схеме пространственной задачи в качестве t_{Π} принимается больший из двух показателей гибкости вычисленных по формулам (24) и (25).

В формулах (24), (25)

$$\eta = \frac{\pi E(1-\nu_1)}{32E_1(1-\nu)}, \quad (27)$$

где ν, ν_1 - коэффициенты Пуассона соответственно грунта основания и материала сооружения;

E, E_1 - соответственно модули деформации грунта основания и упругости материала сооружения;

b, l - соответственно ширина и длина подошвы сооружения;

I_x, I_y - моменты инерции расчетных элементов сооружения;

δ - ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, принимаемая равной 1;

h - средняя толщина сооружения.

В случаях когда показатель гибкости $t_{\rho} < 1$, контактные напряжения определяют как для абсолютно жестких сооружений. При $t_{\rho} > 1$ контактные напряжения определяются с учетом гибкости сооружений.

4.7.5 Для сооружений с показателем гибкости $t_{\rho} < 1$ на однородных основаниях контактные напряжения определяют методом внецентренного сжатия, а для песчаных оснований со степенью плотности грунта $I_d \leq 0,5$ - методом экспериментальных эпюр.

При наличии на части подошвы сооружения растягивающих нормальных контактных напряжений, этот участок исключают из расчетной контактной поверхности, а для оставшейся части контактные напряжения пересчитываются.

4.7.6 При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений допускается применять метод коэффициента постели. Гибкость элементов конструкции следует определять с учетом возможности образования трещин.

4.7.7 При использовании методов коэффициента постели и внецентренного сжатия касательные контактные напряжения допускается принимать распределенными равномерно, а при использовании метода экспериментальных эпюр - пропорционально нормальным контактным напряжениям. Касательные напряжения, обусловленные действием вертикальных сил, при расчетах прочности сооружений, не учитываются. При получении на участке подошвы сооружения касательных напряжений, превышающих предельные, они приняты равняются предельным, а на остальных участках корректируются на основе расчетов.

4.7.8 При неоднородных основаниях с вертикальными и крутопадающими слоями в расчетах контактных напряжений используются приближенные методы, в которых контактные напряжения принимают пропорциональными модулям деформации грунта каждого слоя в зависимости от их размеров и эксцентриситета приложения нагрузки. В пределах каждого слоя распределение контактных напряжений принимается линейным.

4.7.9 При наличии в основании слоев переменной толщины или при наклонном залегании слоев в расчетах контактных напряжений используют приближенные методы, основанные на приведении расчетной схемы основания со слоями переменной толщины или при наклонном залегании слоев к схеме условного основания с вертикально расположенными слоями. При горизонтальном расположении слоев грунта постоянной толщины неоднородность основания не учитываются.

4.7.10 При определении нормальных контактных напряжений методами экспериментальных эпюр и коэффициента постели учет неоднородности основания производят путем сложения ординат эпюр, в предположении однородных оснований с

ординатами дополнительной эпюры. Ординаты дополнительной эпюры принимают равными разности ординат эпюр, построенных для случаев неоднородного и однородного оснований с использованием метода внецентренного сжатия.

4.7.11 При определении напряжений учитываются конструктивные особенности сооружения, последовательность его возведения, вид основания, а при залегании в основании мерзлых грунтов или возможном его промораживании - расположение талых и мерзлых зон, а также последовательность замораживания и оттаивания. При расчете напряжений на контакте грунта с железобетонными распластанными конструкциями гидротехнических сооружений (плитами водобоев и рисберм плотин, возводимых на скальных основаниях, плитами доков и т.п.) учитывают:

- понижение жесткости железобетонных конструкций с учетом образования трещин ограниченного раскрытия, регламентированного нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

- в бетонных и железобетонных конструкциях, возводимых на скальных и скальных основаниях, последовательность укладки бетона отдельными блоками бетонирования.

4.7.12 В целях уменьшения усилий в конструкциях или в элементах сооружения при проектировании рассматривают возможность создания оптимального распределения контактных напряжений, предусматривая устройство выступов на подошве сооружений, уплотнения отдельных зон основания и соответствующую последовательность возведения и загрузки сооружения.

4.7.13 При определении напряжений в основаниях применяют численные методы механики сплошной среды и геомеханики с использованием вычислительной техники. Контактные напряжения, вычисляют по специальным программам, реализующим аналитические решения задачи или численные методы расчета (по напряжениям в окрестности контакта).

4.7.14 При использовании численных методов допускается схематизация системы "сооружение-основание", позволяющая решать плоские задачи применительно к одному или нескольким плоским сечениям. Неоднородность расчетных сечений учитывают, представляя их состоящими из некоторого числа однородных областей. При необходимости пространственный характер работы системы учитывают с помощью экспериментальных или вычислительных методов механики сплошной среды. Расчетную область сечения основания ограничивают по вертикали на глубине сжимаемого слоя H_c , а по горизонтали - на расстоянии не менее H_c от сооружения.

4.8 Расчет оснований по деформациям

4.8.1 Общие положения

4.8.1.1 Расчет оснований и грунтовых сооружений (плотин и др.) по деформациям производят с целью обоснования конструкции системы "сооружение-основание" или ее

элементов, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены и пр.) не превосходить нормируемые значения, гарантирующие по этому фактору нормальные условия их эксплуатации и обеспечивающие техническую надежность и долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции подтверждаются расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием. Расчет по деформациям производится на основные сочетания нагрузок, а при соответствующем обосновании - и на особые сочетания, с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения (последовательности и скорости возведения сооружения, графика наполнения водохранилища и т.д.).

4.8.1.2 Расчеты оснований по деформациям производят по предельным состояниям первой или второй групп. Они включают расчетный прогноз деформаций основания и сооружения при совместной их работе и проверку выполнения условия (1), в котором принимается $F_0 = S$ и $R_0 = S_u$. Здесь S - совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.), S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения. Коэффициенты γ_n и γ_{ic} принимаются в соответствии с указаниями п.4.1.5; коэффициент γ_c во всех случаях равным единице. Прогнозные значения деформаций S используются также для анализа поведения системы "сооружение-основание" при оценках их надежности в период эксплуатации.

4.8.1.3 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения $R_0 = S_u$ устанавливают техническими условиями проектирования конкретных типов гидротехнических сооружений исходя из необходимости соблюдения:

технологических требований к деформациям сооружения, включая требования к нормальной эксплуатации оборудования;

требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

При назначении $R_0 = S_u$ учитывают допускаемую разность осадок между секциями и частями сооружений, не приводящую к нарушению нормальной работы межсекционных швов, возможности перелива воды через гребень плотины, нарушения нормальной эксплуатации, связанных с сооружением коммуникаций и т.п.

4.8.1.4 Значения совместной деформации $F_0 = S$ определяют, используя расчетные методы механики сплошной среды, исходя из условий совместной работы сооружения и основания. При этом в достаточной степени учитываются реальные особенности работы системы "сооружение-основание": пространственный характер деформирования, нелинейная связь между напряжениями и деформациями, последовательность возведения сооружения и приложения нагрузок, процессы консолидации и ползучести.

Определение деформаций сооружения и основания в зависимости от их класса и этапа проектирования производят как упрощенными (инженерными) методами расчета, и вычислительными методами, базирующимися на более детальной схематизации системы "сооружение-основание" и на использовании более совершенных математических моделей грунта (нелинейных, упругопластических, в том числе учитывающих многофазность, реологические свойства грунтов и т.д.).

Значения деформаций сооружений и их оснований в период эксплуатации определяют с учетом развития процессов консолидации и ползучести грунтов, а в криолитозоне - также процессов промерзания и оттаивания грунтов. При этом надлежит использовать указанные выше вычислительные методы. На предварительных стадиях проектирования и для сооружений III и IV классов определение нестабилизированных значений деформации производят упрощенными (инженерными) методами, например на основе решений одномерных задач консолидации и ползучести.

4.8.1.5 Расчетную схему системы "сооружение-основание" разрабатывают с учетом факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и сооружения (конструктивных особенностей сооружения, технологии его возведения, характера сложения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения, характера внешних воздействий и т.п.). Расчетные модели системы "сооружение-основание" учитывают визуальное нарушение контакта между ними.

Расчеты деформаций системы "сооружение-основание", в необходимых случаях, производят для условий пространственной задачи. Для сооружений, длина которых превышает ширину более чем в три раза, расчеты допускается производить для условий плоской деформации. В случае, когда ширина сооружения превышает толщину сжимаемой толщи H_c , в два и более раза, допускается расчет осадок производить для условия одномерной (компрессионной) задачи.

4.8.2 Определение осадок сооружений

4.8.2.1 Определение суммарных осадок s сооружений, расположенных на нескальных основаниях, в зависимости от класса и этапа проектирования производят методом послойного суммирования и вычислительными методами. На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов - на всех стадиях проектирования) для определения значений s допускается ограничиться методом послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_c по формуле:

$$s = \sum_{i=1}^n \beta_1 \frac{(\sigma_{z,p,i} - \sigma_{z,\gamma',i}) h_i}{E_{p,i}} + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,\gamma',i} h_i}{E_{s,i}}, \quad (28)$$

где $\sigma_{z,p,i}$ - дополнительное вертикальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i основания от нагрузок и пригрузок (соседние сооружения, обратные засыпки и пр.) по вертикали, проходящей через центр подошвы сооружения, определяемое в соответствии с приложением К;

$\sigma_{z,\gamma',i}$ - напряжение в середине i -го слоя на глубине z от бытового давления на отметке подошвы сооружения;

γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы сооружения;

h_i - толщина i -го слоя грунта, принимаемая не более $0,2b$ (здесь b - ширина

подошвы сооружения);

$E_{p,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по первичной ветви компрессионной кривой в соответствии с приложением В;

$E_{s,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый аналогично по вторичной ветви компрессионной кривой;

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания H_c ;

β_i - коэффициент, определяемый по приложению В.

При среднем давлении под подошвой сооружения P , больше расчетного сопротивления грунта основания R , осадку определяют численными методами, учитывающими упругопластический характер деформирования грунтов, пространственное напряженное состояние, последовательность возведения сооружения.

4.8.2.2 Расчетная глубина сжимаемой толщи основания H_c принимается из условия

$$\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}, \quad (29)$$

где $\sigma_{z,p}$ - вертикальные напряжения от внешней нагрузки на нижней границе сжимаемой толщи грунта (суммарные напряжения от сооружения, соседних зданий и сооружений, от боковых пригрузок и т.д., возникающие после начала возведения сооружений);

$\sigma_{z,g}$ - максимальные вертикальные напряжения в грунте до строительства сооружения.

При расположении указанной нижней границы толщи в грунте с $E < 5$ МПа или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы, он включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемой толщи в этом грунте определяют исходя из условия $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$. При залегании грунтов с модулем деформации $E > 200$ МПа в пределах H_c глубина сжимаемой толщи ограничивается кровлей этого грунта. Значения напряжений определяются с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня грунтовых вод.

4.8.2.3 Нестабилизированная осадка s_t к моменту времени определяется по формуле

$$s_t = \frac{s(U_1\delta_{1,crp} + U_2\delta_{crp})}{\delta_{1,crp} + \delta_{crp}}, \quad (30)$$

где U_1, U_2 - соответственно степень первичной и вторичной консолидации грунта;

$\delta_{crp}, \delta_{1,crp}$ - параметры ползучести грунта определяются по результатам компрессионных испытаний грунта по дренированной схеме;

s - конечная осадка.

Степень первичной консолидации U_1 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач консолидации. Для сооружений III и IV классов

U_1 допускается определять согласно приложению М. В случаях когда поровое давление не учитывают, принимают $U_1 = 1$.

4.8.2.4 Степень вторичной консолидации U_2 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач с учетом свойств ползучести грунта. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_2 по формуле:

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{i,crp}^t}. \quad (31)$$

4.8.3 Расчет крена сооружений на нескальных основаниях

4.8.3.1 Определение суммарных кренов i в зависимости от класса и этапа проектирования сооружений, расположенных на нескальных основаниях, производится упрощенными методами расчета или вычислительными методами. На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов - на всех стадиях проектирования) в определении значений i (при достаточно однородных или горизонтально-слоистых основаниях) допускается ограничиться использованием упрощенных методов расчета. При существенно неоднородных основаниях определение суммарного крена выполняется только вычислительными методами, с учетом влияния пригрузок и соседних фундаментов.

4.8.3.2 Крен сооружений с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения, в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил определяют:

а) в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле:

$$i_l = tg\omega_l = k_1 \frac{M_l}{l^3} \frac{1 - \nu_m^2}{E_m}; \quad (32)$$

б) в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле:

$$i_b = tg\omega_b = k_2 \frac{M_b}{b^3} \frac{1 - \nu_m^2}{E_m}, \quad (33)$$

где ω_l, ω_b - углы крена сооружения;

k_1, k_2 - безразмерные коэффициенты, определяемые по рисунку 1;

M_l, M_b - моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы;

l, b - соответственно длина и ширина подошвы сооружения;

ν_m, E_m - коэффициент поперечной деформации и модуль деформации грунта, определяемые в соответствии с приложением И.

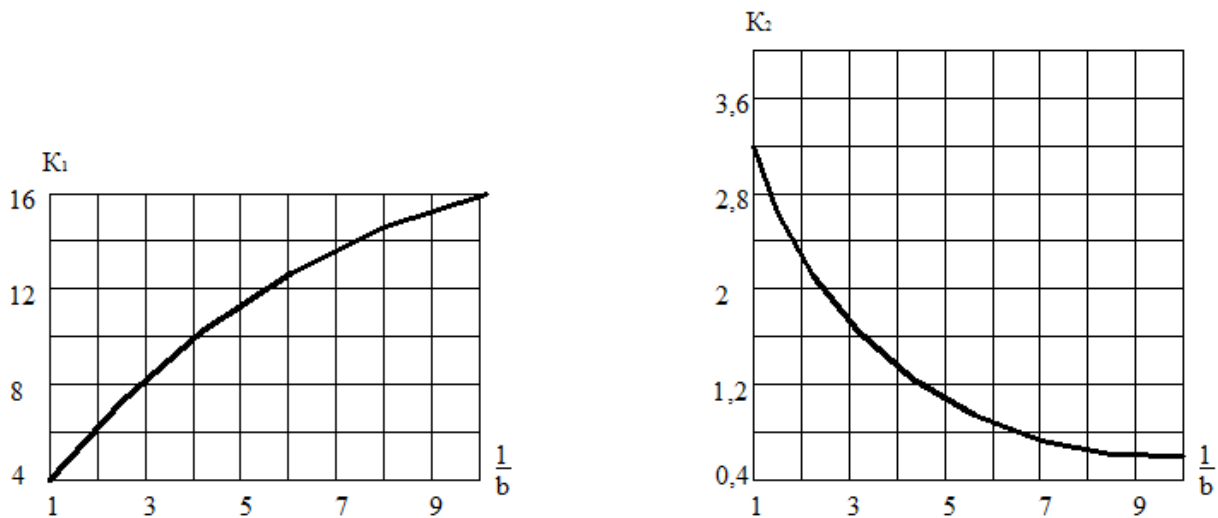


Рисунок 1 - Графики для определения коэффициентов K_1 и K_2

4.8.3.3 Определение крена сооружения от пригрузки основания вне подошвы сооружения производят по формуле:

$$i = tg\omega_b = \frac{S_B - S_A}{b}, \quad (34)$$

где S_A, S_B - осадки краев подошвы сооружений А и В (рисунок 2), определяемые по указаниям приложения К при $x_{1,A} = c + b$ и $x_{1,B} = c$;

b - размер подошвы сооружения, вдоль которой происходит крен;

$2c$ - ширина полосы пригрузки.

Пригрузку допускается аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапециевидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована.

4.8.3.4 Расчет горизонтальных перемещений сооружений на нескальных основаниях и элементов сооружения, воспринимающих горизонтальную нагрузку (например, подпорные стены, здания ГЭС, анкерные устройства), производят вычислительными методами, учитывающими развитие областей пластических деформаций. Для сооружений III и IV классов горизонтальные перемещения допускается определять упрощенными методами по указаниям приложения Н (для конечных горизонтальных перемещений).

4.8.3.5 Для анкерных устройств и других элементов сооружения, от перемещения которых зависят его прочность и устойчивость, расчеты горизонтальных перемещений выполняются при характеристиках грунта и нагрузках, соответствующих предельным состояниям первой группы.

сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, проектируются с учетом требований по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах с использованием данных сейсмического микрорайонирования площадки строительства.

4.8.4.2 Проектирование оснований с учетом сейсмических воздействий выполняются на основе расчета по несущей способности на особое сочетание нагрузок. Предварительные размеры подошвы сооружения определяют расчетом оснований по деформациям на основное сочетание нагрузок (без учета сейсмических воздействий).

4.8.4.3 Расчет оснований по несущей способности (устойчивости) выполняют на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой сооружением на грунты основания исходя из условия:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq}}{\gamma_n}, \quad (37)$$

где N_a - вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании, кН;

$N_{u,eq}$ - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при одностороннем выпоре грунта вследствие сейсмического воздействия, кН;

$\gamma_{c,eq}$ - сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения.

При наличии горизонтальной составляющей нагрузки, передаваемой сооружением на грунт, выполняется проверка несущей способности основания на сдвиг. При этом для определения сил предельного сопротивления сдвигу, а также величин активного и пассивного давления в водонасыщенных глинистых грунтах учитывают снижение расчетных значений угла внутреннего трения в зависимости от расчетной сейсмичности.

4.8.4.4 При проверке несущей способности (устойчивости) основания учитывается, 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). При этом учитывают форму сооружения и характер его подошвы, напластование и свойства грунтов основания.

4.8.4.5 Расчет оснований по несущей способности (устойчивости) 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, принимают круглоцилиндрическими, ломаными, в виде логарифмической спирали и другой формы.

4.8.4.6 Возможные поверхности скольжения могут полностью или частично совпадать с выраженными ослабленными поверхностями в грунтовом массиве или

пересекать слои слабых грунтов; при их выборе учитываются ограничения на перемещения грунта, исходя из конструктивных особенностей сооружения.

4.8.4.7 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.

4.8.4.8 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.

Расчетные значения угла внутреннего трения в расчетах на особое сочетание нагрузок, включающее сейсмическое воздействие, принимают из условия

$$\varphi_l^s = \varphi_l - \Delta\varphi, \quad (38)$$

где φ_l - расчетные значения угла внутреннего трения без учета сейсмики;

$\Delta\varphi$ - принимают в зависимости от расчетной сейсмичности: 7 баллов - 2° , 8 баллов - 4° , 9 баллов - 7° .

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяют из условия:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v}, \quad (39)$$

где F_h и F_v - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание в уровне подошвы фундамента, кН.

4.8.4.9 При действии моментов от нагрузок особого сочетания в двух направлениях расчет сейсмостойкости основания по несущей способности выполняется отдельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

4.8.4.10 При расчете оснований на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы сооружения от грунта при выполнении следующих условий:

- эксцентриситет расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины подошвы сооружения в плоскости действия опрокидывающего момента;
- силу предельного сопротивления основания определяют для условного сооружения, размер подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны $b_c = 1,5(b - 2e_a)$.

5 ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

5.1 Правила сокращения энергопотребления

5.1.1 Основания проектируют с учетом положений по эффективному использованию энергии для гидротехнических сооружений.

5.1.2 В процессе проектирования предусматривают решения и комплекс мер по повышению энергоэффективности объекта в соответствии с требованиями и действующими на территории Республики Казахстан нормативными документами.

5.1.3 Основным положением при проектировании оснований гидротехнических сооружений является обеспечение экологической безопасности при эксплуатации.

5.1.4 В проектах оснований сооружений для эффективного использования энергии и экологической безопасности при эксплуатации предусматривается программа мониторинга, главной задачей которого является обеспечение безопасности строительства и эксплуатации сооружений, включая выявление опасных процессов и явлений для разработки предупреждающих и защитных мероприятий. В программе мониторинга уделяется повышенное внимание этапам строительства, вводу в эксплуатацию и периоду эксплуатации до стадии стабилизации процессов взаимодействия сооружений с природным комплексом. При необходимости программа уточняется на каждом этапе с учетом изменения реальных условий.

5.1.5 Программа мониторинга включает натурные наблюдения в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей и новизны проектных решений, геологических, гидрогеологических, геокриологических, сейсмических условий, способа возведения и требований эксплуатации. Наблюдениями, определяют:

- осадки, крены и горизонтальные смещения сооружения и его основания;
- температуру грунта в основании и грунтовом сооружении (при строительстве в суровых климатических условиях, при среднегодовой температуре воздуха ниже 1 °С);
- пьезометрические напоры воды в основании и грунтовом сооружении (положение поверхности депрессии);
- расход воды, фильтрующейся через основание сооружения;
- химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах, а также в коллекторах;
- эффективность работы дренажных и противифльтрационных устройств;
- напряжения и деформации в основании сооружения;
- поровое давление в основании сооружения;
- сейсмические воздействия на основание.

Определение указанных показателей производится с использованием результатов инструментальных измерений. В дополнение к инструментальным наблюдениями предусматривают и визуальные для оперативного выявления внешних проявлений развития неблагоприятных процессов в основании и грунтовых сооружениях. Состав и объем натурных наблюдений в системе мониторинга назначаются в соответствии с разработанными сценариями развития потенциальных аварий и инцидентов, а также их

последствий с целью предотвращения чрезвычайных ситуаций.

5.2 Рациональное использование природных ресурсов

5.2.1 При проектировании основания гидротехнических сооружений учитываются предельно допустимые нагрузки на окружающую среду, предусматриваются надежные и эффективные меры предупреждения, устранения загрязнения вредными отходами, их обезвреживание и утилизация, внедрение ресурсосберегающих, малоотходных и безотходных технологий и производств.

5.2.2 Проектирование основания гидротехнических сооружений включает разумное сохранение государственных ресурсов, таких как: вода, почва, биологическое разнообразие, энергетические ресурсы, качество воздуха и другие природные ресурсы в интересах общества.

5.3 Охрана окружающей среды

5.3.1 При проектировании оснований гидротехнических сооружений предусматриваются решения, обеспечивающие безопасность, надежность, долговечность и экономичность сооружений, а также охрану окружающей среды на всех стадиях их строительства и расчетного срока эксплуатации. Для этого при проектировании выполняют:

- оценку инженерно-геологических условий в области взаимодействия проектируемого сооружения с геологической средой и прогноз их изменения в строительный и эксплуатационный периоды;
- расчет несущей способности основания и устойчивости сооружения;
- расчет деформаций системы "сооружение-основание" в результате действия собственного веса сооружения, давления воды, грунта, сейсмических воздействий и т.п. и изменения строения и свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения, в том числе с учетом их промерзания и оттаивания;
- расчет фильтрационной прочности основания, противодействия воды на сооружение и фильтрационного расхода, а также при необходимости - объемных фильтрационных сил и изменения фильтрационного режима при изменении напряженного состояния основания;
- разработку инженерных мероприятий, обеспечивающих несущую способность оснований и устойчивость сооружения, требуемую долговечность сооружения и его основания, а также, при необходимости, уменьшение перемещений, изменений напряженно-деформированного состояния системы "сооружение-основание", снижение противодействия и фильтрационного расхода;
- разработку мероприятий, направленных на сохранение благоприятной окружающей среды или улучшение экологической обстановки по сравнению с естественной;
- разработку разделов деклараций безопасности, касающихся надежности оснований.

5.3.2 При проектировании оснований гидротехнических сооружений

предусматривают инженерные мероприятия по охране окружающей среды, в том числе по защите прилегающих территорий от затопления и подтопления, от загрязнения подземных вод промышленными стоками, а также по предотвращению оползней береговых склонов и других процессов, способных вызвать негативные явления в береговых примыканиях и в водохранилище (непроектную волну, переполнение выше подпорного уровня), а также повреждение основных сооружений напорного фронта.

5.3.3 При защите территорий от затопления и подтопления, от загрязнения подземных вод промышленными стоками проектируют строительное водопонижение.

5.3.4 Задачей строительного водопонижения является создание и поддержание в течение строительного периода депрессионной воронки в водоносных грунтах, где устраиваются котлованы, а также снятие избыточного напора в подстилающих водоносных грунтах, отделенных от подошвы котлована водоупором.

5.3.5 На строительное водопонижение составляется проект производства работ, в который включают материалы, необходимые для службы контроля:

- а) строительный генеральный план системы строительного водопонижения;
- б) программа ведения гидрогеологических и геодезических наблюдений.

5.3.6 Экологическое обоснование проекта обустройства основания гидротехнических сооружений включает разработку комплекса природоохранных мероприятий при строительстве и эксплуатации сооружений, предусматривающих не превышение допустимого уровня антропогенного вмешательства в природную среду и гарантирующих сохранность природной среды и предотвращение в ней негативных деструктивных процессов. Рассматривают мероприятия, ведущие к улучшению экологической обстановки по сравнению с естественной природной (создание зон рекреации, рекультивация земель и вовлечение их в хозяйственную деятельность человека и т.д.). При этом рассматриваются не только район расположения основных сооружений, но и область влияния водохранилища и нижнего бьефа, как в строительный, так и в эксплуатационный периоды.

5.3.7 Материалы, используемые при строительстве (привозные или местные), химические добавки и реагенты проходят санитарную и экологическую экспертизу, как самих материалов, так и результатов их воздействия на человека и природную среду.

5.3.8 Инженерные мероприятия по охране окружающей среды предусматривают установку контрольно-измерительной аппаратуры (далее, КИА) для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований в процессе строительства и в период их эксплуатации, как для оперативной оценки надежности отдельных элементов, так и системы "сооружение-основание" в целом, своевременного выявления дефектов и повреждений в системе, предотвращения аварий, улучшения условий эксплуатации, а также для оценки правильности принятых методов расчета, их совершенствования.

5.3.9 Геотехнический контроль проверяет установку контрольно-измерительной аппаратуры, предусмотренную в проекте КИА. В состав КИА входят:

- пьезометры для определения скорости понижения грунтовых вод и положения депрессионной кривой в период эксплуатации;
- реперы и марки для определения возможных деформаций территории и сооружений, находящихся в зоне влияния водопонижения;
- другое измерительное оборудование, необходимое для эксплуатации систем

водопонижения (лотки для замера расходов воды, шаблоны для определения изменений контуров откосов и т.п.).

5.3.10 Главной целью натурных наблюдений по обеспечению безопасной эксплуатации сооружений и охраны окружающей среды является своевременное выявление опасного развития процессов взаимодействия сооружений с природной средой. В процессе наблюдений проводятся:

- оценка изменений инженерно-геологических условий за период строительства и эксплуатации гидроузла, включая изменения рельефа, геологического строения, гидрогеологических условий, состава, строения и свойств грунтов, активности инженерно-геологических процессов;

- установление причин осадок, просадок, смещений, деформаций, трещинообразования, фильтрационных расходов и других непроектных ситуаций;

- качественный и количественный прогноз изменения во времени и в пространстве техноприродных процессов с оценкой вероятности аварийных ситуаций и связанных с этим ущербов;

- разработка мер по предотвращению дальнейшего развития негативных процессов в основании, восстановлению условий нормальной его работы, обоснованию защитных методов.

5.3.11 На гидротехнических сооружениях I класса, расположенных в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше, и на сооружениях II класса, расположенных в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше, ведется динамический паспорт сооружений и проводятся специальные наблюдения и испытания.

5.3.12 Состав и объем натурных наблюдений за основаниями сооружений и природной средой в зоне взаимодействия с сооружением определяются в проекте мониторинга на основании сценариев возникновения чрезвычайных и аварийных ситуаций с целью своевременного их предотвращения.

5.3.13 Для охраны окружающей среды проводят геотермические наблюдения с целью:

- контролирования температурного режима основания плотин в строительной климатической зоне, особенно плотин сезонно-мерзлого типа, для оценки параметров мерзлотных завес (глубины, ширины, сплошности) и границ развивающейся чаши оттаивания под верховой призмой плотины и их изменений во времени;

- уточнения скорости и величин развития подруслового талика основания в плотинах талого типа; изменения показателей физико-механических и фильтрационных свойств грунтов в оттаивающей зоне основания.

5.3.14 Геотермические наблюдения включают:

- режимные измерения температур грунтов основания по сети геотермических скважин, оборудованных комплектами (гирляндами) термодатчиков (терморезисторов, термометров сопротивления);

- геофизические исследования комплексом методов для уточнения границ раздела мерзлых и талых зон в основании и физико-механических свойств грунтов в их пределах.

Приложение А
(обязательное)

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов

Определение параметров внутреннего трения ($tg\phi', c'$), коэффициента фильтрационной консолидации c_v и коэффициента начального порового давления K_u методом трехосного сжатия, давления предуплотнения p'_c методом компрессионного сжатия и коэффициента переуплотнения OCR

В данном приложении даны уточнения ряда положений, направленных на повышение точности и достоверности определения параметров трения грунтов в эффективных напряжениях, а также на установление рекомендуемых методов определения параметров, указанных в названии приложения.

Определение параметров внутреннего трения ($tg\phi', c'$), коэффициента консолидации c_v и коэффициента начального порового давления K_u методом трехосного сжатия

А.1 Подготовка образца грунта к испытанию.

А.1.1 Для приведения образца грунта в состояние, соответствующее условиям его природного залегания по величине эффективных напряжений в скелете грунта и величине порового давления, выполняется комплекс мероприятий, именуемый этапом реконсолидации.

А.1.2 Этапу реконсолидации образца грунта может предшествовать расчет напряжений, действовавших на образец в условиях естественного залегания: полного вертикального напряжения $\sigma_{1,0}$ и полного горизонтального $\sigma_{3,0}$. Здесь и далее индекс "0" означает, что значение параметра относится к условиям естественного залегания.

Максимальные значения полных напряжений назначают с учетом возможностей оборудования: допустимого давления в камере прибора и максимального усилия пресса, создающего осевое напряжение. При определении показателей механических свойств грунтов напряженное состояние оценивается в эффективных напряжениях $\sigma'_{1,3}$, определяемых по формуле:

$$\sigma'_{1,3} = (\sigma_{1,3} - u), \quad (A.1)$$

где u - поровое давление, $\sigma_{1,3}$ - полные напряжения.

Природное поровое давление в исследуемом слое грунтового массива (основания) рассчитывается по формуле

$$u_0 = \rho_w g z_w, \quad (A.2)$$

где u_0 - поровое давление в массиве на отметке отбора монолита, кПа;

ρ_w - плотность поровой воды, т/м³;

g - ускорение свободного падения, м/с²;

z_w - глубина отбора образца грунта от положения уровня грунтовых вод, м.

Природное эффективное вертикальное напряжение рассчитывается по формуле:

$$\sigma'_{z,0} = \rho g(z - z_w) + (\rho - \rho_w)gz_w, \quad (\text{A.3})$$

где ρ - плотность грунта, т/м³;

$\sigma'_{z,0}$ - эффективное вертикальное напряжение, кПа;

z - глубина отбора образца грунта от поверхности грунта, м.

При отборе образцов из грунтового массива, расположенного на дне речной или морской акватории, к поровому давлению добавляют давление воды (давление столба воды) на уровне поверхности грунта, а грунтовый массив считают полностью водонасыщенным ($z_w = z$).

При испытаниях образцов грунта с больших глубин ограничивают расчетное поровое давление u_0 значением 300 кПа, при котором, обеспечиваются практически полное растворение газообразной составляющей.

Эффективное горизонтальное напряжение в условиях естественного залегания $\sigma'_{3,0}$ определяется формулой:

$$\sigma'_{3,0} = k_0 \sigma'_{z,0}, \quad (\text{A.4})$$

где k_0 - коэффициент бокового давления (принимается по таблице А.1).

Таблица А.1

Грунт	Значение k_0
Песок	0,35 - 0,55
Супесь	0,40 - 0,55
Суглинок	0,50 - 0,60
Глина:	
при $I_l < 0,25$,	0,33 - 0,60
при 0,25	0,60 - 0,82
$I_l < 1,0^*$	
Примечания	
1 Вычисление порового давления u_0 , эффективных вертикального $\sigma'_{z,0}$ и горизонтального $\sigma'_{3,0}$ напряжений в массиве производятся с учетом наличия в основании относительного водоупора (слоев глинистых грунтов с низкими значениями коэффициента фильтрации). В этом случае эффективные вертикальные напряжения по кровле водопроницаемого слоя, лежащего ниже водоупора, равны полным напряжениям на подошве перекрывающего его водоупорного слоя.	
2 Для илов и текучепластичных глинистых грунтов можно принять $k_0 = 1,0$.	
3 В существенно переуплотненных грунтах (при $OCR > 4$) принимают $k_0 \geq 1,0$.	

А.2 Этап реконсолидации образца выполняется следующим образом.

А.2.1 При проведении испытаний в системе противодавления используют деаэрированную воду. При установке образца в камеру прибора исключают защемление воздуха в контактах поверхности образца с эластичной оболочкой и с верхним и нижним штампами. Для этого до установки образца систему трубок, подводящих воду к штампам, и отверстия в штампах заполняют деаэрированной водой до появления ее на поверхности штампов и вытеснения пузырьков воздуха. Для исключения защемления воздуха между образцом и эластичной оболочкой производится:

- а) при испытаниях неразмокающих и ненабухающих грунтов поместить образец в контейнер с деаэрированной водой на 1 - 2 мин;
- б) при испытаниях образцов слабых или набухающих грунтов обязательно поместить в контейнер с деаэрированной водой резиновую оболочку непосредственно перед ее установкой на образец;
- в) при испытаниях грунтов в приборах со встроенной эластичной оболочкой обеспечить заполнение зазора между камерой и грунтом с оболочкой деаэрированной водой.

А.2.2 По завершении установки образца, установки и заполнения камеры прибора, установки и подключения измерительных систем, дренаж из образца перекрывается и производится повышение среднего давления в камере прибора σ до значения $\sigma'_{3,0}$ рассчитанного согласно п.А.1.2, по формуле (А.4).

Повышение давления в камере прибора σ производится ступенями $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$. Величина ступеней, как правило, не превосходит 20 - 50 кПа (для грунтов твердой консистенции, при обосновании, величина ступеней может быть увеличена до 100 - 200 кПа). Выдержка на каждой ступени нагружения составляет не менее 15 мин. Одновременно производится измерение порового давления u в образце. На каждой ступени нагружения определяется значение параметра $B = \Delta u / \Delta\sigma$, где Δu - приращение давления в поровой воде при увеличении среднего давления на ступень $\Delta\sigma$.

А.2.3 По достижении полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$ значений $\sigma'_{3,0}$ в зависимости от величины возникающего порового давления могут производиться действия, указанные в п.п.А.2.3-А.2.6.

Если после достижения полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$ значений $\sigma'_{3,0}$ поровое давление практически отсутствует $u \leq 0$ (значение параметра B на последней ступени $< 0,3$), то определяется отношение коэффициента водонасыщения грунта S_r к расчетному значению $S_{r,p}$. Если отношение $S_r / S_{r,p} \geq 0,95$, то этап реконсолидации считается завершенным.

Если $S_r / S_{r,p} < 0,95$, реконсолидация продолжается по методу противодавления. Система противодавления открывается и производится одновременное увеличение полных напряжений $\sigma_1 = \sigma_3$ и порового давления в образце (принудительно) на величину ступени $\Delta\sigma = \Delta u$. Производится измерение давления в поровой жидкости на противоположном торце образца u' . Величины σ и u поддерживаются постоянными до

тех пор, пока разность $u' - u$ не уменьшится до 5 % от Δu . Если измерение порового давления на противоположном торце образца невозможно, то выдержка во времени определяется стабилизацией уровня жидкости в системе противодействия по СП 50–101 (или отсутствием потока жидкости в образец грунта). Процедура ступенчатого повышения полного давления в камере прибора и порового давления продолжается до достижения поровым давлением величины u_0 в условиях естественного залегания. Величина ступеней $\Delta u = \Delta \sigma$ в этой процедуре не превышает 50 кПа. На этом этап реконсолидации считается законченным.

А.2.4 Если после достижения полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$, значений $\sigma'_{3,0}$ в образце грунта возникло поровое давление $0 < u < u_0$ и значение параметра B на последней ступени нагружения превышает значение 0,3, то продолжается ступенчатое повышение среднего полного напряжения $\sigma(\sigma_1 = \sigma_3)$ в условиях закрытой системы с обязательным измерением порового давления u . Повышение полных напряжений $\sigma_1 = \sigma_3$ производится до тех пор, пока либо: а) эффективные напряжения в образце $\sigma'_1 = \sigma'_3 = (\sigma_3 - u)$ не станут равными эффективному горизонтальному напряжению в основании $\sigma'_{3,0}$ и при этом поровое давление в образце u не превзойдет расчетного значения u_0 ; б) поровое давление достигнет расчетного значения u_0 (при этом эффективные напряжения $\sigma'_1 = \sigma'_3$ превзойдут расчетное значение $\sigma'_{3,0}$). Величина ступеней $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ не превосходит 50 кПа (для грунтов твердой консистенции величина ступеней нагружения увеличивают до 100 - 200 кПа), выдержка на каждой ступени приращения напряжений составляет не менее 15 мин.

А.2.5 В случае, если при операциях по п.А.2.4 оказалось $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$, $u < u_0$, то в системе противодействия создается давление u_0 и дренаж открывается, дальнейшая реконсолидация выполняется по методу противодействия, как описано в п.А.2.3 до завершения этапа реконсолидации ($\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$; $u = u_0$; $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$).

В случае если при операциях по п.А.2.4 оказалось $u = u_0$, $\sigma'_1 = \sigma'_3 < \sigma'_{3,0}$, то в системе противодействия создается давление u_0 и дренаж открывается. Производится ступенчатое увеличение полных напряжений до значений $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$. Величина ступеней $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ не превосходит 50 кПа. Выдержка во времени на каждой ступени определяется по стабилизации деформаций в образце (может контролироваться по стабилизации уровня (потока) жидкости в системе противодействия).

А.2.6 При проведении испытаний охлажденных грунтов процесс реконсолидации по эффективным напряжениям и поровому давлению сопровождается термостатированием при заданном значении температуры.

Консолидированно-недренированные испытания

А.3 Консолидированно-недренированные испытания определяют:

эффективного угла внутреннего трения ϕ' ;

эффективного сцепления c' ;

коэффициента фильтрационной консолидации c_v ;

коэффициента начального порового давления K_u .

Для всех испытываемых грунтов определяют физические характеристики и гранулометрический состав.

А.4 Консолидация проводится при постоянном противодавлении, определенном на этапе реконсолидации. Давления консолидации (разность между давлением в камере и противодавлением) для образцов грунта одного монолита включают указанный в задании диапазон строительных нагрузок и выбираются так, чтобы давления σ'_3 по завершению консолидации отличались друг от друга на величину, равную 40 – 50 % значения $\sigma'_{3,0}$ в точке отбора монолита, но не менее чем на 20 кПа для мягко- и текучепластичных глинистых грунтов ($0,5 < I_L < 1$) и 50 кПа для грунтов более твердых консистенций. Противодавление устанавливается равным $u = u_0$ или ниже с тем, чтобы давление, устанавливаемое при консолидации, не превысило допускаемого конструкцией камеры прибора. Допускаемое снижение противодавления ограничивается величиной порового давления, при котором на этапе реконсолидации параметр V становится больше 0,95 (достигается полное водонасыщение образца и растворение газовой фазы).

А.5 В начале испытания (после завершения этапа реконсолидации) перекрывается дренаж из образца и производится повышение среднего полного напряжения на образец ступенями $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$, не превышающими 50 кПа. Конечное значение полных напряжений определяется величиной $\sigma'_{1,0} + \sigma'_c$. Где σ'_c - вертикальное напряжение на глубине отбора монолита от строительной пригрузки от сооружения. Значение σ'_c при испытаниях увеличивают или уменьшают для удовлетворения требованиям А.4. На каждой ступени нагружения производится выдержка во времени не менее 15 мин и измеряется поровое давление. Для неполностью водонасыщенных грунтов (содержащих нерастворенный газ, $V < 0,95$) после этапа реконсолидации и по результатам выполнения указаний А.5 в каждом опыте определяется частное значение коэффициента начального порового давления K_u как отношение суммарного приращения порового давления Δu за время приложения напряжений $\sigma_0 = (\sigma'_{1,0} + \sigma'_c)$ к величине σ_0

$$K_u = \Delta u / \sigma_0. \quad (A.5)$$

Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента порового давления ($K_u^n = K_u$) определяется как среднее арифметическое его частных значений.

А.6 Задача этапа консолидации - в условиях открытого дренажа привести образец в равновесное состояние по эффективным напряжениям, при котором определяют прочностные характеристики, а также деформационные - модуль объемного сжатия. Для глинистых грунтов данные, полученные на этой стадии, используются для определения коэффициента фильтрационной консолидации c_v , а также для расчета скорости деформирования образца на этапе разрушения (сдвига). Консолидация проводится при постоянном значении противодавления, соответствующем природным условиям залегания

грунта (если в программе испытаний нет других указаний).

А.7 Этап консолидации выполняется открытием системы противодавления. Объемная деформация образца в ходе консолидации определяется с помощью системы противодавления путем измерения объема вытесненной из образца поровой жидкости. Измерение объема вытесненной жидкости (а при необходимости и величины порового давления) производится с постепенным увеличением интервалов времени между отсчетами, например, через 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 15 и 30 мин, через 1, 2, 4 и 8 ч и далее в начале и конце каждой смены.

При проведении консолидации рекомендуется использовать односторонний либо двусторонний торцевой дренаж с учетом конструктивных возможностей приборов и программы экспериментов.

При одностороннем дренаже и при наличии датчика порового давления на торце, противоположном от дренируемого, контроль процесса консолидации допускается вести по поровому давлению. Критерием условной стабилизации в этом случае является выравнивание порового давления с противодавлением.

А.8 По результатам измерений строятся графики зависимостей $\Delta V = f(\sqrt{t})$, $\Delta V = \lg(t)$ и в тех случаях, когда измеряется поровое давление $-u = f(t)$, по которым определяется время 90 %, 100 % и 50 %-ных консолидаций t_{90} , t_{100} , t_{50} .

Консолидацию продолжают не менее суток после достижения времени 100%-ной фильтрационной консолидации, установленной по графикам.

А.9 Частные значения коэффициента фильтрационной консолидации $c_{v,i}$ по методу "корень квадратный из времени" вычисляют по формуле

$$c_v = \frac{T_{90} h^2}{t_{90}}, \quad (\text{А.6})$$

где T_{90} - коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,90, равный 0,848;

h - высота образца (средняя между начальной высотой и высотой после завершения опыта на консолидацию), см. При двухсторонней фильтрации принимается высота, равная $h/2$;

t_{90} - время, мин.

Время 90 %-ной фильтрационной консолидации определяется следующим образом (рисунок А.1).

Проводят прямую ab , касательную к начальной линейной части кривой уплотнения и затем прямую ac , абсциссы которой будут на 15 % больше абсцисс прямой ab . Пересечение прямой ac с кривой уплотнения дает точку, соответствующую 90 % первичной консолидации.

Время 100 %-ной фильтрационной консолидации определяется из величины $\sqrt{t_{100}}$, которое определяется в виде точки пересечения горизонтальной прямой,

соответствующей $\Delta V = \Delta V_{90} / 0,9$ с кривой уплотнения.

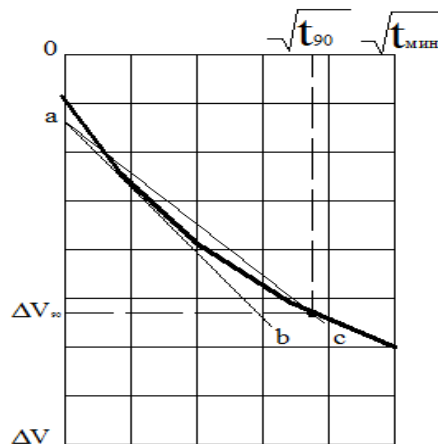


Рисунок А.1 - Определение 90 % первичной консолидации графическим способом

А.10 Вычисление $c_{v,i}$ выполняется методом "логарифм времени".

А.11 Нормативное и равное ему расчетное значения коэффициента консолидации ($c_{v,n}$ и c_v) определяется как среднее арифметическое частных значений $c_{v,i}$.

Определение значений c_v выполняется для диапазона нагрузок, указанного в задании на лабораторные испытания. Если диапазон выходит за пределы нагрузок при консолидации, то последние нагрузки соответствующим образом смещают.

А.12 По завершении консолидации краны дренажной системы перекрываются и производится нагружение образца грунта вертикальной нагрузкой до его разрушения. Нагружение осуществляется или с постоянной скоростью вертикальной деформации образца ε_1 , или ступенчатым повышением осевой нагрузки при $\sigma_3 = const$.

Скорость вертикальных деформаций ε_1 выбирается следующим образом.

В соответствии с указаниями А.8, А.9 определяется время 100 %-ной фильтрационной консолидации t_{100} . Скорость вертикальных деформаций находится делением значения предельной вертикальной деформации ε_1^p , полученной из предыдущих испытаний образцов данного грунта или принятой для супесей - 0,10, для суглинков - 0,15, для глин - 0,20, на величину t_{100}

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^p / t_{100}, \quad (\text{А.7})$$

где ε_1 - скорость вертикальных деформаций.

При силовом способе нагружения величина ступеней устанавливается из необходимости получить 8 - 10 ступеней нагрузки до достижения разрушения. Выдержка во времени на каждой ступени устанавливается путем деления времени t_{100} на число ступеней.

В процессе испытания регистрируют давление в камере прибора, вертикальная нагрузка на образец грунта, вертикальные перемещения, поровое давление.

Испытания заканчиваются при выполнении одного из установленных критериев.

А.13 По результатам испытаний определяют соответствующие предельному равновесию частные значения эффективных напряжений $\sigma'_{1,lm}$ и $\sigma'_{3,lm}$. Совокупность этих значений, полученных в разных опытах для одной разновидности грунта, используется для определения нормативных $(tg\phi'_n, c'_n)$ и расчетных $(tg\phi'_{I,II}, c'_{I,II})$ значений характеристик прочности статистическими методами.

Определение давления предуплотнения p'_c методом компрессионного сжатия и коэффициента переуплотнения OCR

А.14 Определение величины p'_c выполняется в компрессионных приборах, обеспечивающих передачу на образец вертикальных напряжений до 0,006 - 1,0 МПа с размером колец диаметром 50 и/или 70 мм и высотой 20 ± 2 мм.

А.15 Нагружение образцов производится ступенями до напряжений в 0,006 - 1,0 МПа (в зависимости от глубины залегания образца и ожидаемой величины давления предуплотнения). Нагрузку на каждой последующей ступени принимают равной удвоенному значению нагрузки на предыдущей ступени, например: 0,012; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2 и т.д., МПа. Рекомендуются устанавливать дополнительные ступени нагружения в области предполагаемых значений p'_c . Необходимое время выдержки на каждой ступени нагрузки составляет не менее 24 ч.

А.16 Для всех испытываемых грунтов определяют физические характеристики и гранулометрический состав.

А.17 Определение частных значений p'_c выполняется по компрессионным кривым методом Казагранде, для чего выполняют следующие построения. По полученным в каждом опыте результатам строится компрессионная кривая в полулогарифмическом масштабе (рисунок А.2). На графике определяется точка, соответствующая наибольшей кривизне кривой, через эту точку проводятся горизонтальная линия и касательная к кривой, затем проводится биссектриса угла α между ними. Определяется точка пересечения биссектрисы угла α с продолжением прямолинейного участка компрессионной кривой, проекция которой на ось давлений p' и дает величину давления предуплотнения p'_c (рисунок А.2).

А.18 Определение коэффициента переуплотнения производится по формуле

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0}, \quad (A.8)$$

где p'_c и p'_0 - соответственно эффективное давление предуплотнения и эффективное бытовое давление на глубине залегания образца.

А.19 Результаты испытаний для каждого инженерно-геологического элемента обычно представляются паспортами испытаний с графиками компрессионных кривых и сводятся в специальную таблицу с привязкой по глубине. По каждому из ИГЭ

рассчитывают средние значения давления предуплотнения p'_c и коэффициента переуплотнения OCR .

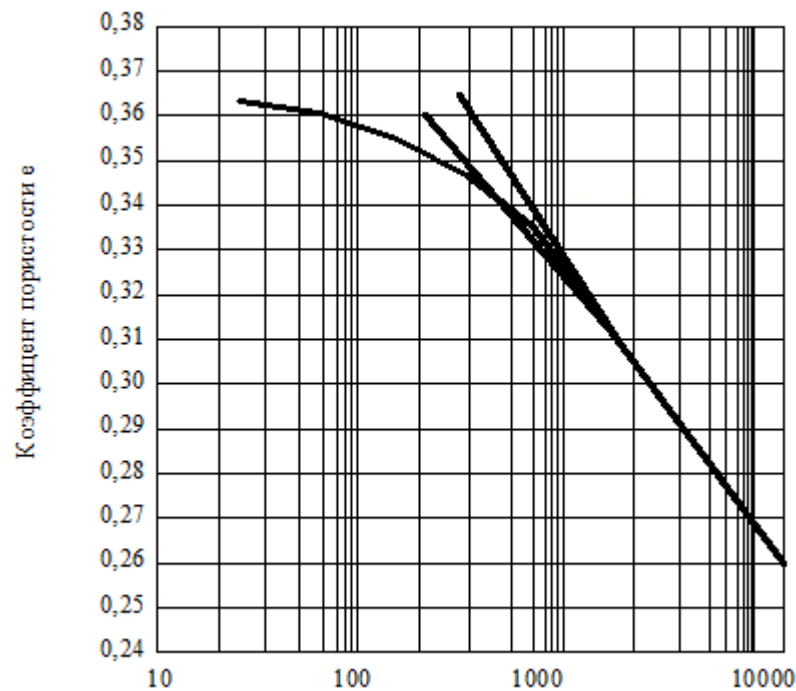


Рисунок А.2 - Определение давления предуплотнения p'_c по методу Казагранде

Особенности определения параметров прочности и деформируемости грунтов при динамических воздействиях

А.20 Динамическая прочность грунта на сдвиг определяется как предельное значение суммы статической компоненты сдвиговых напряжений τ_a и циклической составляющей τ_{cy} на поверхности разрушения

$$(\tau_{f, cy})_{пред} = (\tau_a + \tau_{cy})_{пред} = f(N, d_{50}, \mu_\sigma, \omega_1, \dots, \omega_n). \quad (A.9)$$

где N - число циклов нагружения;

d_{50} - характеристика гранулометрического состава грунта;

μ_σ - параметр Лоде;

ω_1, ω_n - другие определяющие параметры;

$\tau_{f, cy}$ - пиковые значения динамических сдвигающих напряжений.

Лабораторное моделирование напряженно-деформированного состояния элемента грунта в основании ГТС, охватывает лишь условия гармонических внешних воздействий (рисунок А.3). Опыты проводятся в условиях трехосного сжатия или простого сдвига при наличии либо отсутствии дренирования.

А.21 Динамические параметры прочности грунтов являются интегральными

характеристиками и одновременно зависят от физических свойств грунтов и параметров внешних воздействий. Динамическая прочность грунтов определяется в долях от статической прочности отдельно по каждому виду воздействия. Деформационные характеристики - динамический модуль сдвига и коэффициент демпфирования - определяются на основе анализа внутри цикловых процессов (петель нагружения)

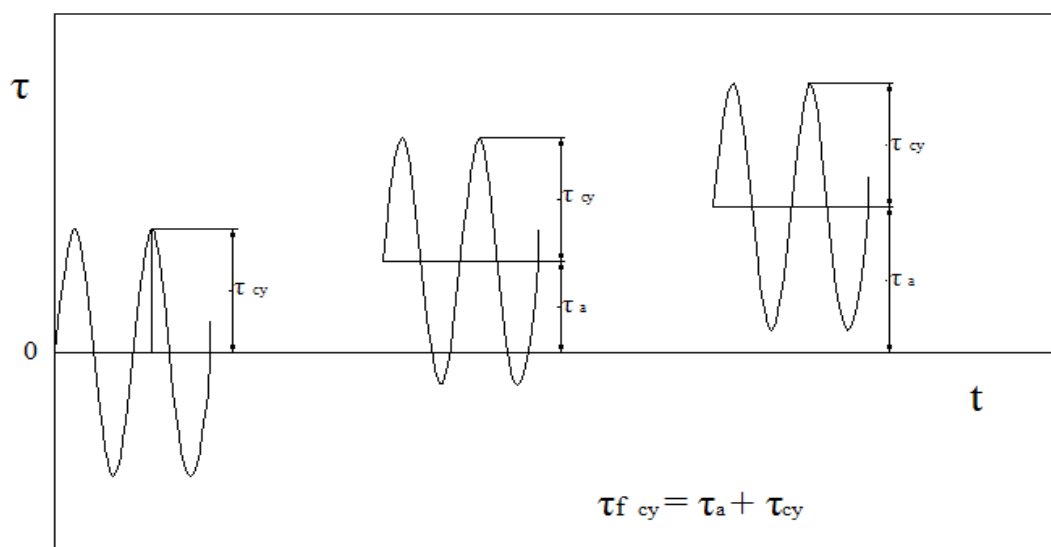


Рисунок А.3 - Возможные соотношения циклической и статической составляющих касательных напряжений

А.22 Прочность грунтов при динамических воздействиях определяют на основе гипотезы о возможности линейного независимого суммирования результатов внешних воздействий (накопления повреждений) Палмгрена-Майнера. Согласно гипотезе накопления повреждений суммарный эффект циклов нагружения различной интенсивности определяется линейной суперпозицией и не зависит от последовательности отдельных циклов. Поэтому влияние динамического воздействия характеризуют как эквивалентное число циклов нагружения $N_{эkv}$, которое по кумулятивному эффекту накопления повреждаемости соответствует реальному внешнему воздействию. Таким образом, динамическое повреждение при некотором уровне напряжений характеризует повреждение при любом другом уровне напряжений.

Реальное воздействие является нерегулярным, поэтому для оценки повреждаемости грунтов представляют в виде последовательности синусоидальных волн (или групп волн) с уровнем воздействия в каждой группе, типичным для рассматриваемого эксплуатационного режима. Такой анализ базируется на экспериментальных данных, характеризующих процесс накопления циклической и статической составляющих сдвиговой деформации, или порового давления при росте числа циклов нагружения.

А.23 Метод определения параметров прочности при динамических воздействиях - расчетно-экспериментальный, основанный на методе последовательных приближений. Программа испытаний учитывает различные потенциальные формы потери устойчивости системы "сооружение-основание", а также прогнозируемые уровни статических и циклических напряжений в основании. При формировании программы лабораторных

испытаний допускается рассматривать не все виды внешних воздействий, а лишь наихудшие с точки зрения возможной потери сооружением устойчивости.

А.24 Основной задачей экспериментальных лабораторных исследований является определение количества циклов нагружения N , необходимых для разрушения грунта при различных соотношениях статической и динамической составляющих циклической нагрузки. Выполняемые опыты - недренированные, с контролем напряжений или деформаций. Уровень статических сдвигающих напряжений задается в зависимости от глубины рассматриваемого слоя, дополнительной пригрузки от сооружения, уровня внешних динамических воздействий.

Предварительно определяется сопротивление недренированному сдвигу s_u связных грунтов, а для несвязных грунтов, параметры трения в условиях квазистатического нагружения. Затем, при различных комбинациях нормализованной статической составляющей напряжений (τ_{av}/s_u , τ_{av}/σ'_{vo} , τ_{cy}/s_u , τ_{cy}/σ'_{vo}) фиксируется количество циклов нагружения, приводящее к разрушению грунта в условиях "закрытой" системы при перекрытом дренаже, что соответствует постоянству объема полностью водонасыщенного образца при сдвиге.

Оценка динамической прочности базируется на эмпирически полученных кривых разрушения $\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ или $\frac{\tau_{f,cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ - для несвязных грунтов и $\frac{\tau_{cy}}{s_u} - f(N)$ или

$\frac{\tau_{эке}}{s_u} - f(N)$ - для связных грунтов. Здесь N - предельное число циклов при разрушении

образца, σ'_{vo} - эффективные напряжения при консолидации, τ_a - статическая составляющая сдвигающих напряжений, τ_{cy} - циклическая составляющая сдвигающих напряжений, s_u - сопротивление недренированному сдвигу. Под разрушением образца понимают достижение заданного уровня деформации - статической (γ, ε_a) или циклической ($\gamma_{cy}, \varepsilon_{cy}$), избыточного порового давления. При проведении экспериментов критериями остановки опыта рекомендуется считать достижение первым одного из следующих условий:

статической составляющей сдвиговой деформации 20 %;

амплитуды циклической деформации 10 %;

достижение поровым давлением уровня 95 % σ'_{vo} ;

достижение $N = 1500$ (уровень может меняться в зависимости от вида моделируемого воздействия).

Для образцов несвязных грунтов результаты испытаний представляются также в виде зависимостей $\frac{\Delta U}{\sigma_{vc}} = f\left(N, \frac{\tau_{cy}}{\sigma_{vc}}\right)$, по которым определяется суммарное накопление избыточного порового давления жидкости в грунте при рассматриваемом воздействии.

А.25 Оценка деформационных характеристик грунтов при динамических воздействиях производится как на основе полевых, так и лабораторных испытаний.

Под деформационными характеристиками понимают динамический модуль сдвига G^d и коэффициент демпфирования D^d . Оценка модуля сдвига при деформациях 10^{-6} - 10^{-5}

производится по результатам прямых измерений скорости поперечных волн v_s в полевых и лабораторных условиях и пересчетом по формуле:

$$G^d = \rho v_s^2. \quad (\text{A.10})$$

В лабораторных условиях измерения проводятся на образцах грунтов в условиях трехосного сжатия при напряжениях, максимально близких к природным на заданной глубине путем ультразвукового зондирования (bender element).

Деформации 10^{-5} - 10^{-3} охватываются лабораторными испытаниями в резонансной колонне, свыше 10^{-3} - в приборе трехосного сжатия (опыты с контролем деформаций).

Исходными данными для определения коэффициента демпфирования D^d являются внутрицикловые зависимости напряжений и деформаций (петли нагружения). Результатом испытаний являются кривые $G^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$ и $D^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$, где γ_{cy} - амплитуда деформации сдвига, σ' - средние эффективные напряжения в грунте, f - частота нагружения.

Приложение Б
(обязательное)

Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений

Б.1 В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации $E_i(E_{p,i}, E_{s,i})$, E_m .

За исходные принимаются значения модулей, определенные компрессионными испытаниями или полевыми опытами на штампах.

Б.2 Модуль деформации i -го слоя E_i определяют по формулам:

$$E'_i = E'_i \beta_i m_{oi}; \quad (\text{Б.1})$$

$$E'_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}, \quad (\text{Б.2})$$

где E'_i - модуль деформации первичной ($E'_{p,i}$) или вторичной ($E'_{s,i}$) ветви компрессионной кривой (в соответствующем диапазоне давлений от сооружения и веса грунта);

$$\beta_i = 1 - \frac{2\nu_i^2}{1 - \nu_i}; \quad (\text{Б.3})$$

$$m_{oi} = m_{ci} m_{pl}; \quad (\text{Б.4})$$

ε_1 - относительное сжатие грунта, соответствующее напряжению от собственного веса грунта в середине i -го слоя основания $\sigma_1 = \gamma_{II} z_i$;

ε_2 - относительное сжатие грунта, соответствующее суммарному напряжению;

$\sigma_2 = \gamma_{II} z_i + \sigma_c$ (σ_c - напряжение от веса сооружения в середине i -го слоя основания);

ν_i - коэффициент поперечного расширения грунта i -го слоя;

m_{pl} - коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент m_{pl} для пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по рисунку Б.1 в зависимости от коэффициента пористости ε и показателя текучести I_L . Для пылевато-глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pl} принимается равным 1;

m_{ci} - коэффициент условий работы, определяемый по формуле:

$$m_{ci} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{\frac{n_i}{2}}, \quad (\text{Б.5})$$

где A - площадь фундамента, м^2 , определяемая для фундаментов с соотношением сторон $l/b \leq 3$ как $A = lb$, а для фундаментов с соотношением $l/b > 3$ как $A = 3b^2$;

A_0 - площадь, равная 1 м^2 ;

n_i - параметр, определяемый по результатам испытаний i -го слоя грунта двумя штампами различных площадей A_1 и A_2 под одной и той же нагрузкой по формуле:

$$n_i = 1 - \frac{2 \lg \left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}} \right)}{\lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right)}. \quad (\text{Б.6})$$

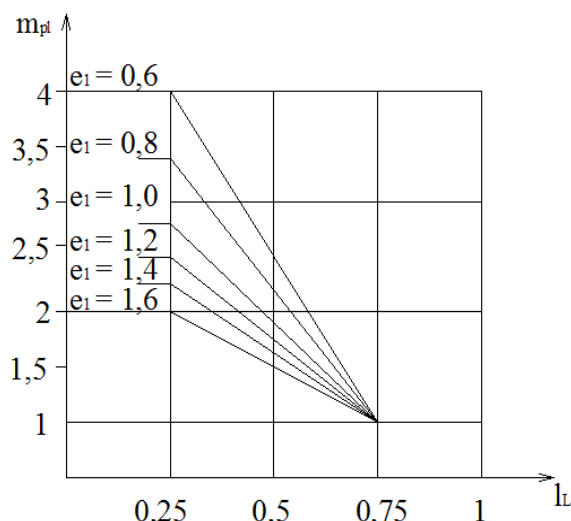


Рисунок Б.1 - График для определения коэффициента m_{pl}

В формуле (Б.6):

$\Delta s_{1,i}, \Delta s_{2,i}$ - приращения осадок штампов с площадями A_1, A_2 от дополнительного давления по результатам испытаний i -го слоя.

При отсутствии данных штамповых испытаний принимается следующие значения параметра n_i для грунтов:

пылевато-глинистых ледниковых	0,1 - 0,2;
остальных пылевато-глинистых	0,15 - 0,3;
песчаных	0,25 - 0,5.

Минимальные или максимальные из указанных значений n_i принимают, если сжимаемый слой основания определяется исходя из условий $\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}$ или $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$ соответственно (см. п.4.8.2.2). При промежуточных значениях глубины сжимаемого слоя значения n_i принимают по интерполяции.

Б.3 Средний модуль деформации всего сжимаемого слоя E_m , а также среднее значение v_m определяют по формулам:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (\text{Б.7})$$

$$v_m = \sum_{i=1}^n v_i \frac{h_i}{H}, \quad (\text{Б.8})$$

где E_i - то же, что и в формуле (Б.1);

v_i - то же, что и в формуле (Б.3);

h_i - толщина i -го слоя грунта;

A_i - площадь эпюры вертикальных напряжений от давления p под подошвой сооружения в пределах i -го слоя грунта, определяемая по приложению К для глубины z_1 , соответствующей середине i -го слоя.

Приложение В (обязательное)

Расчет устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности неоднородного основания

В случае неоднородного (слоистого) основания расчетные значения характеристик прочности грунтов $tg\varphi_I, c_I$ заменяют средневзвешенными значениями этих характеристик $tg\varphi_{I,m}, c_{I,m}$.

При этом имеют место следующие случаи:

а) если слои грунтов основания вертикальны или их угол падения более 60° , а простираение слоев ориентировано поперек направления сдвига или угол между ними близок к 90° (рисунок В.1), значение осредненной характеристики $tg\varphi_{I,m}$ определяется из уравнения:

$$P tg\varphi_{I,m} = \int_A \sigma tg\varphi_I dA, \quad (B.1)$$

где P - равнодействующая нормальных сил;

A - площадь подошвы сооружения.

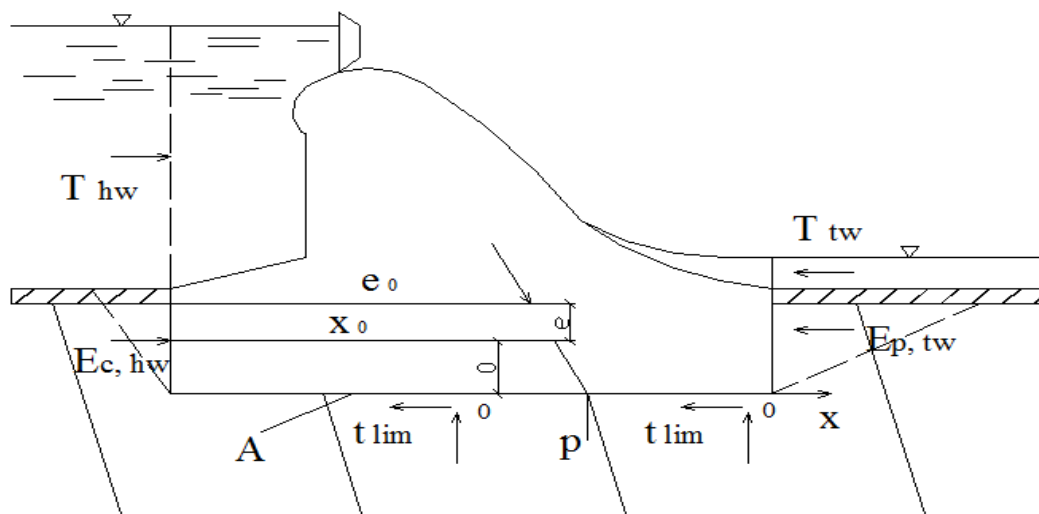


Рисунок В.1 - Схема к расчету устойчивости сооружений на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при большом угле падения слоев

Нормальные контактные напряжения σ определяются в этом случае по формуле:

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A E dA} + \frac{ex}{\int_A E x^2 dA} \right), \quad (\text{B.2})$$

Где эксцентриситет e и абсцисса x отсчитываются от оси, проходящей через точку O , положение которой определяется формулой:

$$x_0 = \frac{\int_A E x_1 dA}{\int_A E dA}. \quad (\text{B.3})$$

Значения $tg\varphi_{I,m}$ и $c_{I,m}$ определяются по формулам:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{\int_A E tg\varphi_I x dA}{\int_A E dA} + \frac{\int_A E tg\varphi_I x dA}{\int_A E x^2 dA}; \quad (\text{B.4})$$

$$c_{I,m} = \frac{1}{A} \int_A c_I dA; \quad (\text{B.5})$$

б) при однородной слоистости грунтов на протяжении подошвы сооружения, т.е. при одинаковой доле каждого слоя на разных участках ширины подошвы, значение $tg\varphi_{I,m}$ определяется по формуле:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{\int_A E tg\varphi_I dA}{\int_A E dA}, \quad (\text{B.6})$$

при этом значение $c_{I,m}$ определяется по формуле (B.5);

в) если простираение вертикальных слоев грунтов основания ориентировано вдоль направления сдвига или угол между ними менее 10° , значения $tg\varphi_{I,m}$ и $c_{I,m}$ также определяются по формулам (B.5) и (B.6);

г) если слои грунтов основания пологие с углом падения менее 10° (рисунок В.2), то $c_{I,m}$ определяется по формуле (B.5), а $tg\varphi_{I,m}$:

$$tg\varphi_{I,m} = \frac{I}{A} \int_A tg\varphi_I dA + \frac{e}{I} \int_A tg\varphi_I x dA, \quad (\text{B.7})$$

где I - момент инерции площади подошвы.

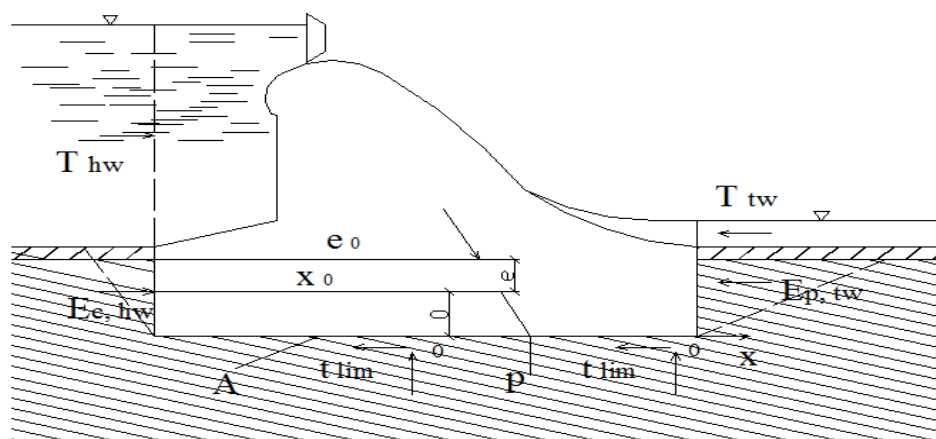


Рисунок В.2 - Схема к расчету устойчивости сооружения на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при малом угле падения слоев

Приложение Г (информационное)

Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане

Г.1 Расчет устойчивости сооружения производят с учетом его поворота в плане (в плоскости подошвы) в случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$. При этом поворот сооружения рассматривается относительно точки O - центра поворота (рисунок Г.1).

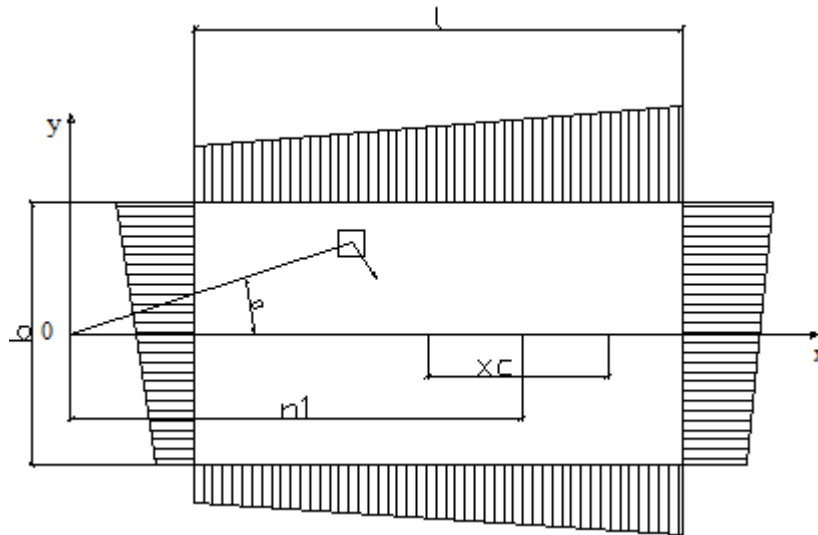


Рисунок Г.1 - Схема к расчету устойчивости сооружения при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта

На рисунке Г.1 обозначено: C_g - центр тяжести подошвы сооружения; C - центр тяжести эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ - предельные касательные напряжения; x_c - расстояние, определяемое по формуле:

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} x \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} \Delta A}.$$

В случае линейной зависимости касательных напряжений от координат и при прямоугольной форме подошвы сооружения x_c определяется по формуле:

$$x_c = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_3} = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_4 - \tau_3}{\tau_4 + \tau_2}.$$

Г.2 При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений эксцентриситет e_F расчетной сдвигающей силы F определяют относительно центра тяжести подошвы сооружения C_g . При неоднородном основании или

неравномерном распределении напряжений эксцентриситет e_F определяют относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений $\tau_{\text{lim}} = \sigma \tan \varphi_1 + c_1$.

Схема к расчету устойчивости сооружений при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта с низовой стороны приведена на рисунке Г.1.

Г.3 При расчете устойчивости сооружений с прямоугольным или близким к прямоугольному очертанием подошвы и равномерным распределением τ_{lim} предельную силу сопротивления сдвигу $R_{pl,t}$ без учета отпора грунта определяют по формуле:

$$R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}, \quad (\text{Г.1})$$

где α_t - безразмерный коэффициент, определяемый по рисунку Г.2а;

R_{pl} - предельная сила сопротивления при плоском сдвиге без поворота, определяемая в соответствии с п.4.4.2.4.

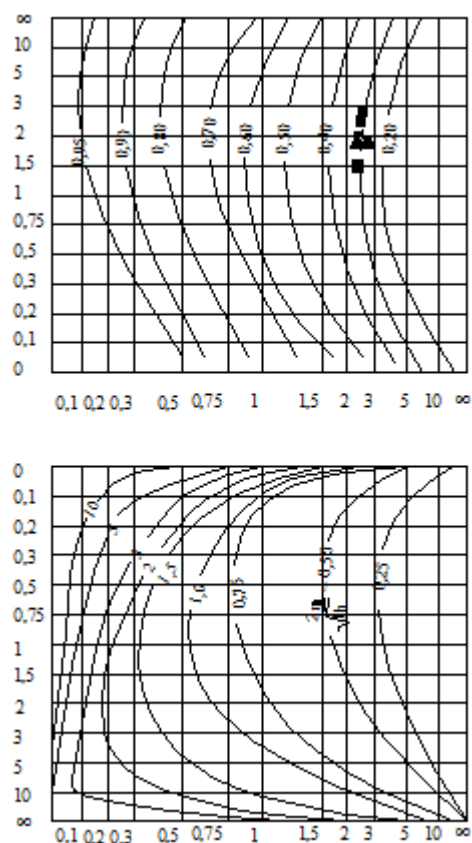


Рисунок Г.2 - Графики для определения коэффициента α_t (а) и координаты центра поворота n_1 (б)

Предельную силу сопротивления при смешанном сдвиге с поворотом сооружений на нескольких основаниях определяют, используя коэффициент α_t , полученный по рисунку Г.2а.

Г.4 При непрямоугольном очертании подошвы сооружения, неравномерном

распределении τ_{lim} или при необходимости учета отпора грунта с низовой стороны (рисунок Г.3) предельная сила сопротивления $R_{pl,t}$ и координаты центра поворота определяются следующими тремя уравнениями равновесия:

$$\sum \tau_{\text{lim}} \sin \theta \Delta A = 0; \quad (\text{Г.2})$$

$$\sum \tau_{\text{lim}} \cos \theta \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} = R_{pl,t}; \quad (\text{Г.3})$$

$$\sum \tau_{\text{lim}} r \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} r_{tw} = r_{pl,t} (n_1 + e_F), \quad (\text{Г.4})$$

где τ_{lim} - предельное касательное напряжение на элементарной площадке ΔA ;

θ - угол между радиусом r , проведенным из центра поворота (с которым совмещено начало координат) до центра площадки ΔA , и осью, перпендикулярной направлению действующей силы F ;

$\gamma'_c, E_{p,tw}$ - то же, что и в п.4.4.2.4;

r_{tw} - расстояние, определяемое по рисунку Г.3;

e_F - эксцентриситет сдвигающей силы;

n_1, n_2 - координаты центра поворота, определяемые по рисунку Г.2б.

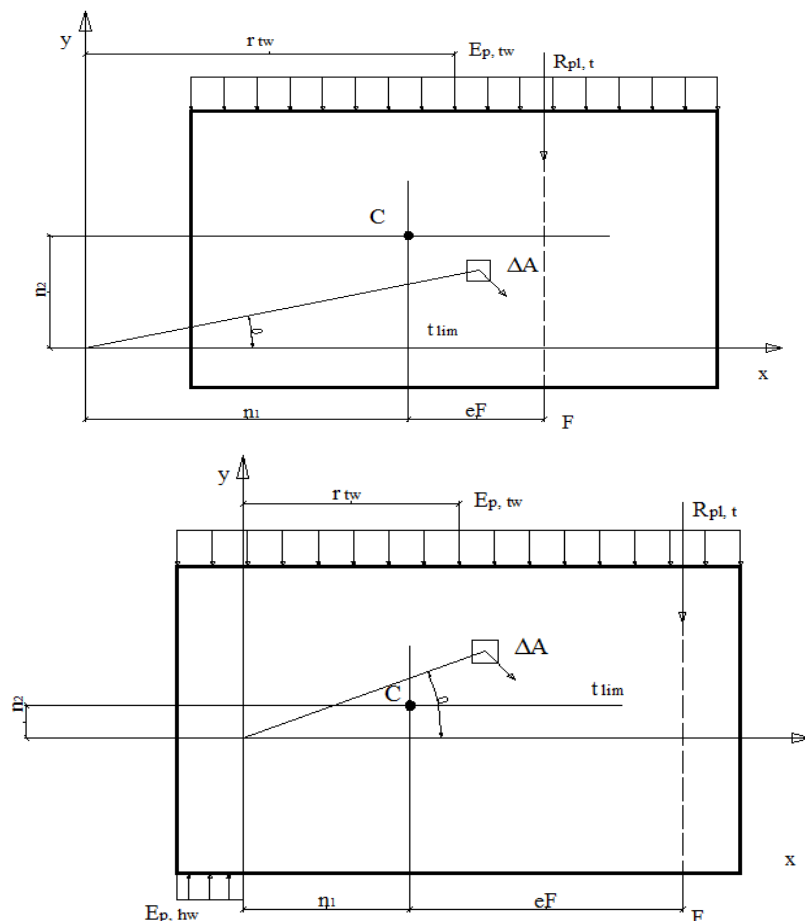


Рисунок Г.3 - Схемы к расчету устойчивости сооружений глубокого заложения при

плоском сдвиге с поворотом в плане с учетом отпора грунта

Определение предельной силы сопротивления сдвигу $R_{pl,t}$, и координат полюса поворота производится в следующей последовательности.

Из уравнений (Г.3) и (Г.4) исключается $R_{pl,t}$ и из полученной системы двух уравнений подбором определяются координаты n_1 и n_2 , после чего находится $R_{pl,t}$.

В случае когда центр поворота 0 оказывается внутри площади подошвы (при значительном эксцентриситете e_F) и отпор грунта возникает с обеих сторон сооружения (см. рисунок Г.3б), используют уравнение (Г.2) и следующие уравнения:

$$\sum \tau_{\text{lim}} \cos \theta \Delta A + \gamma'_c (E_{p,tw} - E_{p,hw}) = R_{pl,t}, \quad (\text{Г.5})$$

$$\sum \tau_{\text{lim}} r \Delta A + \gamma'_c (E_{p,tw} r_{tw} + E_{p,hw} r_{hw}) = R_{pl,t} (n_1 + e_F), \quad (\text{Г.6})$$

где $\tau_{\text{lim}}, \Delta A, \gamma'_c, E_{p,tw}, r_{tw}, r, n_1, e_F$ - то же, что и в формулах (Г.3) и (Г.4);

$E_{p,hw}$ - расчетное значение горизонтальной составляющей отпора грунта с верховой стороны сооружения;

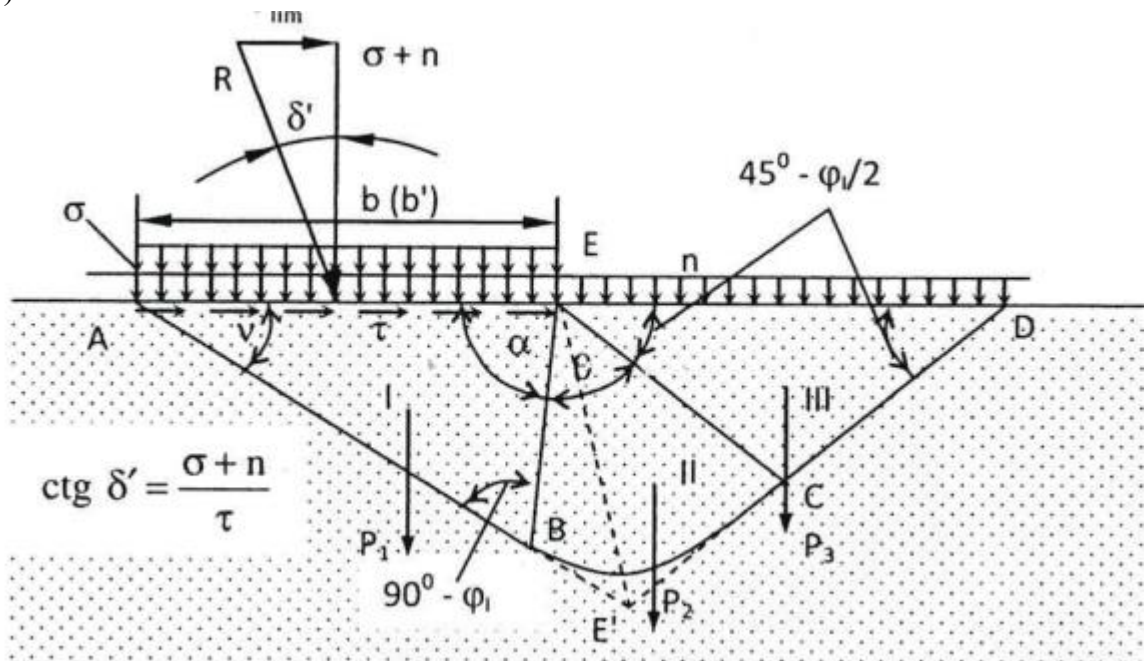
r_{hw} - расстояние, определяемое по рисунку Г.3б.

Приложение Д (информационное)

Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам глубинного и смешанного сдвигов

Д.1 Для определения силы предельного сопротивления на участке сдвига с выпором R_u применяют метод теории предельного равновесия. При этом в случае глубинного сдвига от наклонной нагрузки (рисунок Д.1) определяется полная сила предельного сопротивления R_y .

a)



6)

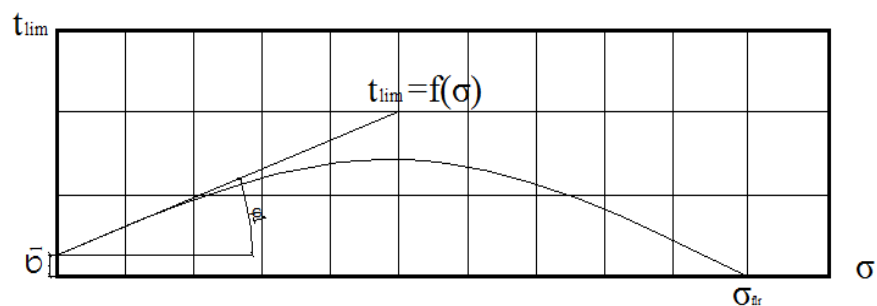


Рисунок Д.1 – Изображения к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге

Д.2 По этому методу профиль поверхности скольжения, ограничивающей область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых АВ и ВС, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением

логарифмической спирали (рисунок Д.1а). Связь между углом наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по значению силе предельного сопротивления сдвигу R_u , и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом ν , который находится по формуле:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_I} + \varphi_I - \delta' \right). \quad (\text{Д.1})$$

При определении R_u сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде

нормального напряжения $n = \frac{c_I}{\operatorname{tg} \varphi_I}$ (здесь $\operatorname{tg} \varphi_I$ и c_I - то же, что и в п.4.2.28).

Значение τ_{lim} для заданных значений $b_I(b'_I)$, σ_m , φ_I , c_I , γ_I определяется следующим образом.

Строится график несущей способности основания $\tau_{\text{lim}} = f(\sigma)$ для всей ширины b или расчетной ширины b' подошвы фундамента (см. рисунок Д.1б). Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta' = 0$ до $\delta' = \varphi_I$) и соответствующим им значениям ν .

По найденному значению ν находятся все данные, необходимые для определения размеров призмы выпора $ABCD$. Линия AB проводится по углу ν , линия EB - по углу $\alpha = 90^\circ + \varphi_I - \nu$.

Линия EC строится по углу $45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Профиль ограничивающей поверхности скольжения для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус $r = \overline{EC}$ находится по формуле:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi_I}, \quad (\text{Д.2})$$

где $r_0 = \overline{EB}$; $\theta = 45^\circ - \frac{\varphi_I}{2} + \nu$.

Линия CD проводится через точку C под углом $45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}$ к горизонтальной поверхности ED .

После определения очертания призмы обрушения находятся веса P_1, P_2, P_3 (с учетом взвешивающего действия воды) отдельных ее зон I, II, III (при наличии сцепления к силе P_3 добавляется нагрузка $n\overline{ED}$, соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению, а при наличии пригрузки интенсивностью q - нагрузка $q\overline{ED}$) и сила R_u , определяемая по формуле:

$$R_u = \frac{P_1 \cos v \sin(\rho + \varphi_I - v)}{\cos(\rho - v) \sin(v + \delta' - \varphi_I)}, \quad (\text{Д.3})$$

где

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \operatorname{tg} \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3 \operatorname{tg} v)} \right], \quad (\text{Д.4})$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2} \right) \right], \quad (\text{Д.5})$$

$$\beta = \arctg \frac{r - r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta} + \alpha - \varphi_I. \quad (\text{Д.6})$$

Д.3 В случаях, для которых в таблице Д.1 приведены значения коэффициентов несущей способности N_γ, N_c, N_q , а также значения коэффициента K , позволяющего определить длину участка $E\psi D$ на рисунке Д.1а ($E\psi D = Kb$), R_u определяется по формуле:

$$R_u = \gamma_I b^2 N_\gamma + b c_I N_c + b q N_q, \quad (\text{Д.7})$$

где γ_I, c_I, b - то же, что и в п.4.4.2.2 раздела 4 свода правил;

q - интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы выпора.

Таблица Д.1 - Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента K

φ_I	Коэффициенты	При δ' (в долях φ_I)					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
0°	N_γ	0,000					
	N_c	5,142					
	N_q	1,000					
	K	1,000					
2°	N_γ	0,066	0,071	0,073	0,067	0,055	0,037
	N_c	5,632	5,502	5,202	4,833	4,357	3,639
	N_q	1,197	1,192	1,182	1,169	1,152	1,127
	K	1,094	1,036	0,910	0,765	0,588	0,336
4°	N_γ	0,152	0,154	0,148	0,131	0,106	0,071
	N_c	6,185	6,025	5,659	5,216	4,655	3,830
	N_q	1,433	1,421	1,396	1,365	1,325	1,268
	K	1,197	1,131	0,989	0,826	0,631	0,356

Таблица Д.1 - Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента
K (продолжение)

6°	N_γ	0,264	0,261	0,242	0,209	0,165	0,108
	N_c	6,813	6,615	6,169	5,638	4,977	4,030
	N_q	1,716	1,695	1,648	1,593	1,523	1,424
	K	1,310	1,235	1,075	0,893	0,677	0,378
8°	N_γ	0,409	0,398	0,360	0,304	0,234	0,149
	N_c	7,528	7,284	6,740	6,103	5,325	4,241
	N_q	2,058	2,024	1,947	1,858	1,748	1,596
	K	1,435	1,350	1,169	0,965	0,725	0,400
10°	N_γ	0,597	0,574	0,507	0,418	0,315	0,193
	N_c	8,345	8,044	7,381	6,617	5,703	4,461
	N_q	2,471	2,418	2,301	2,167	2,006	1,787
	K	1,572	1,476	1,271	1,043	0,778	0,424
12°	N_γ	0,841	0,800	0,691	0,558	0,408	0,242
	N_c	9,285	8,913	8,103	7,187	6,114	4,694
	N_q	2,974	2,895	2,722	2,528	2,300	1,998
	K	1,724	1,615	1,383	1,127	0,833	0,449
14°	N_γ	1,158	1,090	0,923	0,727	0,518	0,295
	N_c	10,371	9,910	8,920	7,821	6,560	4,940
	N_q	3,586	3,471	3,224	2,950	2,636	2,232
	K	1,894	1,769	1,506	1,219	0,893	0,475
16°	N_γ	1,573	1,466	1,214	0,934	0,647	0,354
	N_c	11,631	11,060	9,847	8,530	7,048	5,198
	N_q	4,335	4,171	3,824	3,446	3,021	2,491
	K	2,082	1,940	1,642	1,319	0,958	0,502
18°	N_γ	2,118	1,953	1,581	1,187	0,797	0,418
	N_c	13,104	12,394	10,907	9,321	7,582	5,472
	N_q	5,258	5,027	4,544	4,029	3,464	2,778
	K	2,293	2,130	1,791	1,428	1,027	0,531
20°	N_γ	2,837	2,587	2,047	1,497	0,974	0,489
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,508
	N_q	6,400	6,077	5,412	4,717	3,973	3,097
	K	2,530	2,343	1,957	1,548	1,102	0,562

Таблица Д.1 - Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента
K (продолжение)

22°	N_γ	3,792	3,419	2,640	1,878	1,183	0,567
	N_c	16,883	15,774	13,522	11,218	8,812	6,067
	N_q	7,821	7,373	6,463	5,532	4,560	3,451
	K	2,797	2,582	2,141	1,679	1,183	0,595
24°	N_γ	5,070	4,517	3,400	2,350	1,429	0,653
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,638
	N_q	9,604	8,984	7,744	6,503	5,240	3,846
	K	3,099	2,851	2,346	1,823	1,271	0,629
26°	N_γ	6,796	5,980	4,381	2,937	1,722	0,748
	N_c	22,256	20,499	17,039	13,659	10,312	6,738
	N_q	11,855	10,998	9,311	7,662	6,030	4,286
	K	3,443	3,156	2,576	1,983	1,366	0,666
28°	N_γ	9,149	7,943	5,655	3,671	2,072	0,854
	N_c	25,804	23,575	19,261	15,148	11,188	7,106
	N_q	14,720	13,535	11,241	9,055	6,949	4,779
	K	3,837	3,504	2,834	2,160	1,471	0,705
30°	N_γ	12,394	10,608	7,326	4,596	2,491	0,972
	N_c	30,141	27,295	21,888	16,867	12,168	7,500
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,025	5,330
	K	4,290	3,901	3,126	2,358	1,585	0,747
32°	N_γ	16,922	14,264	9,536	5,770	2,997	1,103
	N_c	35,492	31,835	25,016	18,854	13,268	7,922
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,291	5,950
	K	4,814	4,358	3,458	2,578	1,710	0,792
36°	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,212	4,359	1,417
	N_c	50,588	44,399	33,329	23,904	15,914	8,864
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,440
	K	6,144	5,506	4,274	3,107	2,001	0,892
40°	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,427	1,819
	N_c	75,314	64,419	45,816	31,008	19,360	9,967
	N_q	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,363
	K	8,012	7,095	5,367	3,792	2,362	1,008

**Таблица Д.1 - Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента
K (продолжение)**

45°	N_γ	177,620	131,120	66,272	29,516	10,783	2,503
	N_c	133,880	110,080	72,119	44,729	25,385	11,652
	N_q	134,880	111,080	73,119	45,729	26,385	12,652
	K	11,614	10,101	7,350	4,975	2,951	1,185

По найденным значениям R_u определяются σ и τ_{lim} , используемые для построения графика (см. рисунок Д.1б), по формулам:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b')} \cos \delta' - n; \quad (\text{Д.8})$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{R_u}{b(b')} \sin \delta'. \quad (\text{Д.9})$$

Д.4 При действии на сооружение только вертикальных сил определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание производится указанным выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только для $\delta' = 0$ и $\nu = 45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}$.

Д.5 При наличии в основании фильтрационного потока и необходимости учета фильтрационных сил определение R_u производят аналитически или графоаналитическим методом путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них.

Направления и значения суммарных фильтрационных сил определяются по заданной гидродинамической сетке движения фильтрационного потока под сооружением.

Для этого после построения объемлющей поверхности скольжения по методу, изложенному в Д.2, и построения гидродинамической сетки (методом ЭГДА или расчетным способом) каждая из зон I, II, III (см. рисунок Д.1а) оказывается разбитой на ряд участков, для каждого из которых находится линия тока, проходящая через центр тяжести участка. Направление фильтрационной силы принимается по касательной к этой линии тоже в центре тяжести участка, а значение ее - по формуле:

$$D_i = \gamma_w I_{m,i} A_i. \quad (\text{Д.10})$$

где γ_w - удельный вес воды;

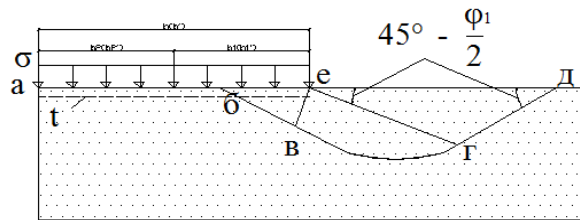
$I_{m,i}$ - средний градиент напора для данного участка;

A_i - площадь участка.

Значения суммарных фильтрационных сил $\Phi_{f,1}$, $\Phi_{f,2}$, $\Phi_{f,3}$ определяются как геометрические суммы фильтрационных сил в пределах рассматриваемой зоны I, II или III.

Д.6 При определении силы предельного сопротивления в случае сдвига с выпором при сейсмических воздействиях $R_{u,eq}$ учитывают силы инерции, действующие на грунт в пределах призмы выпора и на пригрузку, определяемые по ускорению земной поверхности, соответствующему принятым расчетной сейсмичности и направлению сейсмических колебаний. Если основание и пригрузка расположены ниже уровня воды, то по СП 58.13330 вес грунта основания и пригрузки принимается с учетом взвешивающего действия воды, а силы инерции определяются по плотности грунтов в водонасыщенном состоянии.

Д.7 При расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига сопротивление основания сдвигу принимают равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (рисунок Д.2).



аб - участок плоского сдвига; бе - участок сдвига с выпором; бвгдб - зона выпора

Рисунок Д.2 - Схема к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при смешанном сдвиге

Силу предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига R_{com} при поступательной форме сдвига определяют по формуле:

$$R_{com} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l, \quad (\text{Д.11})$$

где $\sigma_m, \operatorname{tg} \varphi_1, c_1$ - то же, что и в формуле (Д.2) данного приложения;

b_1, b_2 - расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходят сдвиг с выпором и плоский сдвиг;

τ_{lim} - предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое по формуле (Д.9) данного приложения при $b = b_1$;

l - размер стороны прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе.

Значение b_1 определяют в зависимости от σ_{max} (с низовой стороны) по формуле:

$$b_1 = \frac{b\sigma_{\max}}{\sigma_{flr} - \sigma_{cr}}, \quad (Д.12)$$

где $\sigma_{cr} = N_0 b_{yl}$, для грунтов с коэффициентом сдвига $tg\psi_I > 0,45$ и $\sigma_{cr} = 0$ при $tg\psi_I < 0,45$;

σ_{flr} - среднее нормальное напряжение под подошвой сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (см. рисунок Д.1б);

N_0 - то же, что и в п.4.4.2.2

При эксцентриситете e_p нормальной силы P в сторону нижнего бьефа в формуле (Д.11) вместо b, b_1, b_2 следует принимать b^*, b_1^*, b_2^* (где $b^* = b - 2e_p$, а $b_1^* = b_1 \frac{b^*}{b}$); эксцентриситет в сторону верхнего бьефа в расчетах не учитывается.

При смешанном сдвиге с поворотом в плане предельную сдвигающую силу принимают равной $\alpha_t R_{com}$, где α_t определяют по указаниям п.4.4.2.5 и рекомендуемого приложения Г.

Д.8 При прямоугольной подошве сооружения длиной l и шириной b сила предельного сопротивления основания определяется по формуле:

$$R_u = A^* (\gamma_I b^* N_\gamma n_\gamma + c_I N_c n_c + q N_q n_q), \quad (Д.13)$$

где

$$A^* = lb^*; n_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b^*}{l}; n_q = 1 + tg\phi_I \frac{b^*}{l}; n_c = 1 + tg\phi_I \frac{N_q}{N_q - 1} \frac{b^*}{l}. \quad (Д.14)$$

$b^*, tg\phi_I, c_I$ - то же, что и в 4.4.2.2 N_γ, N_c, N_q - то же, что и в Д.3.

Д.9 Для определения вертикальной составляющей несущей способности в недренированных условиях при постоянной изотропной прочности на сдвиг используют следующую общую формулу:

$$R_u = A^* [N_c c_{u,I} (1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) + q], \quad (Д.15)$$

где $N_c = 5,14$ - коэффициент несущей способности;

$c_{u,I}$ - расчетное значение сопротивления недренированному сдвигу;

$i_{ca} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{F_{H1}}{A^* c_{u,I}}}$ - коэффициент наклона нагрузки;

$s_{ca} = 0,2(1 - 2i_{ca}) \frac{b^*}{l}$ - коэффициент формы;

$d_{ca} = 0,3 \arctg \frac{d}{b^*}$ - коэффициент заглубления;

$F_{H1} = F_H - R_{H0} - R_{HP}$ - горизонтальная нагрузка на площадь A^* ;

F_H - полная горизонтальная нагрузка на фундамент;

R_{H0} - сопротивление сдвигу вне A^* ;

R_{HP} - горизонтальная составляющая равнодействующей активного и пассивного давления на фундамент;

A^* - то же, что и в Д.8;

d - заглубление фундамента.

Приложение Е
(информационное)

Определение контактных напряжений методом внецентренного сжатия

По методу внецентренного сжатия нормальные и касательные контактные напряжения при неплоской подошве сооружения (рисунок Е.1) определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mr}{I_0} \cos \beta; \quad (\text{Е.1})$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta + \frac{Mr}{I_0} \sin \beta, \quad (\text{Е.2})$$

где N - равнодействующая сил, приложенных к сооружению;

$M = N_e$ - момент этой силы относительно центра тяжести подошвы (см. рисунок Е.1);

A, I_0 - площадь подошвы и ее центральный момент инерции;

r - радиус-вектор рассматриваемой точки K подошвы относительно центра O ;

δ - угол между направлением равнодействующей N и нормалью к подошве в точке K ;

β - угол между нормалью к подошве в точке K и к радиусу-вектору этой точки.

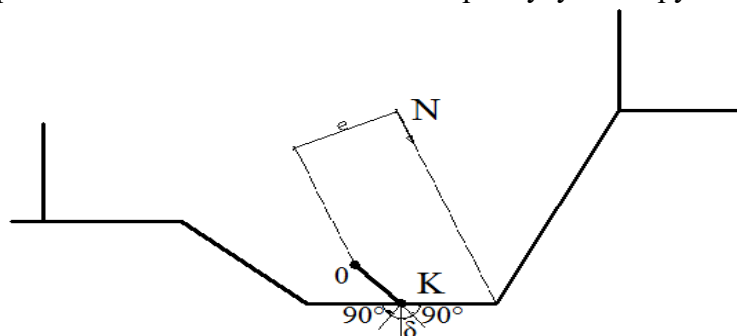


Рисунок Е.1 - Схема к определению нормальных и касательных контактных напряжений при ломаной подошве сооружения

При плоской подошве сооружения контактные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N \cos \delta}{A} + \frac{M_x}{I_y}; \quad (\text{Е.3})$$

$$\tau = \frac{N \sin \delta}{A}, \quad (\text{Е.4})$$

где x - расстояние от рассматриваемой точки до центра тяжести подошвы;

I_y - момент инерции площади подошвы.

Приложение Ж
(информационное)

**Определение контактных напряжений для сооружений на однородных
песчаных основаниях методом экспериментальных эпюр**

Нормальные контактные напряжения методом экспериментальных эпюр определяются:

- в случае когда равнодействующая всех внешних сил P проходит через центр подошвы сооружения, по формуле:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m, \quad (\text{Ж.1})$$

где σ_x - нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы сооружения;

$\bar{\sigma}_x$ - относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке, определяемое по таблице Ж.1 в зависимости от $N_\sigma = \frac{\sigma_m}{b\gamma_1}$ (ниже уровня воды удельный вес грунта следует принимать с учетом взвешивающего действия воды);

σ_m - среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения, равное:

$$\sigma_m = \frac{P}{bl};$$

- в случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия растягивающих напряжений по контакту подошвы фундамента с основанием при $\frac{2e_p}{b} \leq \frac{1}{3m_k}$ по формуле:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m \left(1 \pm \frac{12e_p x}{b^2} m_k \right), \quad (\text{Ж.2})$$

где $\sigma_x, \bar{\sigma}_x, x$ - то же, что и в формуле (Ж.1);

e_p - эксцентриситет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения;

m_k - коэффициент, определяемый по таблице Ж.2.

Примечание - При подстановке в формулу (Ж.2) e_p и x учитывают их полярность относительно начала координат, принимаемого в центре подошвы сооружения.

Таблица Ж.1 - Значения $\bar{\sigma}_x$

$\frac{2x}{b}$	$\bar{\sigma}_x$ если N_σ						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица Ж.2 - Значения коэффициента m_k

Число моделирования N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
Коэффициент m_k	1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

Приложение И

(обязательное)

Определение осадки основания методом послойного суммирования

И.1 Осадка основания определяется методом послойного суммирования в соответствии с п.4.8.1.1. Дополнительные вертикальные напряжения в середине i -го слоя грунта принимаются равными полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

И.2 Значение дополнительного вертикального напряжения на глубине z_i основания от нагрузок p и пригрузок q определяется по формуле:

$$\sigma_{z,p,i} = \alpha_{1,i}p + \alpha_{2,i}q,$$

где p - среднее фактическое вертикальное давление на грунт по подошве фундамента;

$\alpha_{1,i}$ - коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и принимаемый по таблице И.1 для прямоугольной формы подошвы в зависимости

от относительной глубины $m = \frac{2z_i}{b}$ и отношения сторон $\frac{l}{b}$ для круглой - от отношения

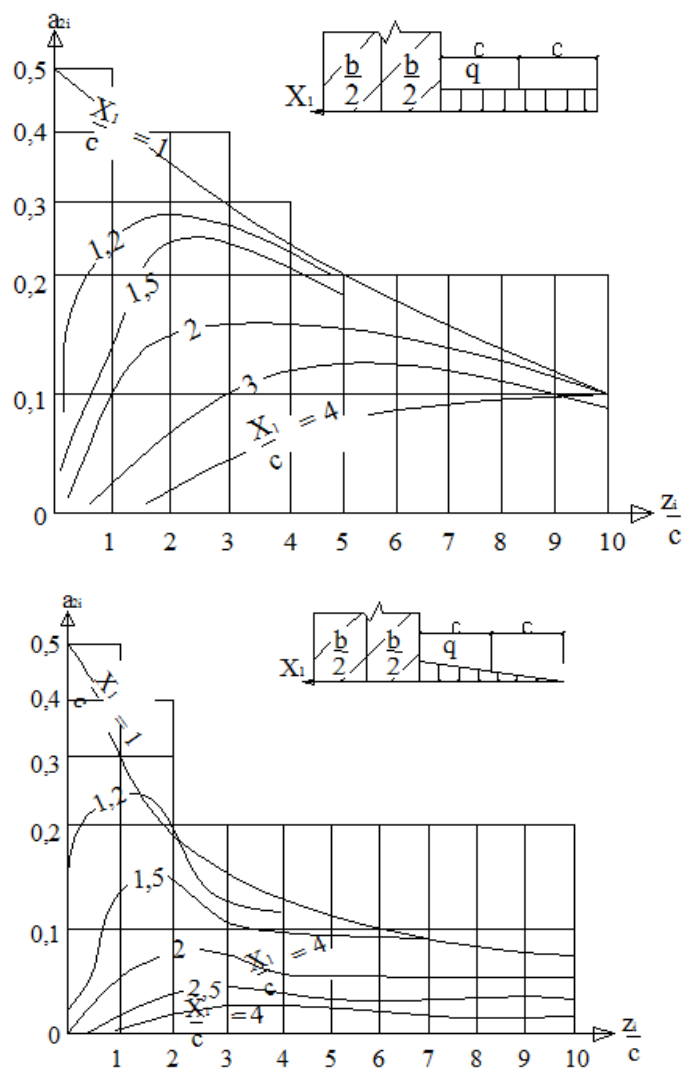
$$m = \frac{2z_i}{d};$$

Таблица И.1 - Значения коэффициента $\alpha_{1,i}$

$\frac{2z_i}{b} \left(\frac{2z_i}{d} \right)$	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон l/b , равным						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0,0	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	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,775
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	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	0,350	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	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	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	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,052	0,066	0,091	0,112	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	0,172	0,208

Примечание - При определении дополнительных вертикальных напряжений на глубине z_i от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, значения коэффициентов $\alpha_{1,i}$, определенные по таблице И.1, умножаются на 0,25.

$\alpha_{2,i}$ - коэффициент, определяемый для прямоугольной пригрузки по рисунку И.1а, а для треугольной - по рисунку И.1б.



а - для прямоугольной пригрузки; б - для треугольной пригрузки

Рисунок И.1 - Графики для определения коэффициента $\alpha_{2,i}$

Допускается пригрузку аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована. В последнем случае осадки складываются из определенных для прямоугольной и треугольной нагрузок.

Приложение К
(информационное)

Определение осадки основания при среднем давлении под подошвой сооружения, превышающем расчетное сопротивление грунта

Осадку основания при среднем давлении под подошвой сооружения p , превышающем расчетное сопротивление грунта основания R , определяют по формуле:

$$s_p = K_p s, \quad (K.1)$$

где K_p - коэффициент увеличения осадки при учете областей пластических деформаций, определяемый для однородного в пределах сжимаемой толщи грунта H_c при ширине сооружения $b \leq 20$ м и $H_c/b \leq 2$ по рисунку К.1, в других случаях - по результатам специальных исследований;

s - осадка, определяемая по указаниям п.4.8.1.1 раздела.

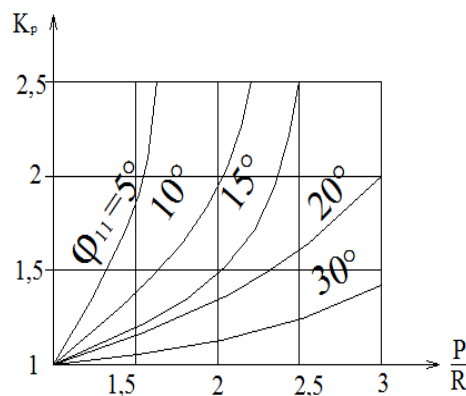


Рисунок К.1 - График для определения коэффициента K_p

УДК 624.15

МКС 083.74

Ключевые слова: основания, фундамент, несущая способность, осадки

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҮРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ 3.04-103-2014

ГИДРОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ НЕГІЗДЕМЕЛЕРІ

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК 3.04-103-2014

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная